

UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

PROGRAMA DE DOCTORADO DE INGENIERÍA CIVIL

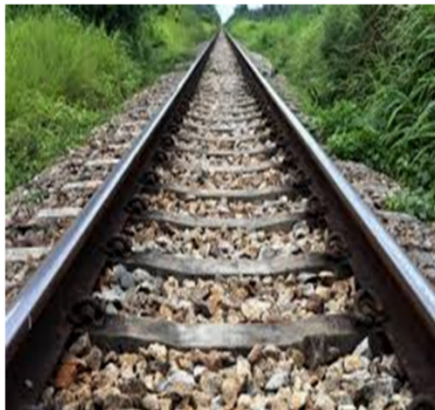


TESIS DOCTORAL

Reciclado de vía tradicional para la fabricación de vía en placa

PHD THESIS

Slab track manufacture using out-of-service railway waste



Realizada por:

JOSÉ ADOLFO SAINZ-AJA GUERRA

Dirigida por:

ISIDRO ALFONSO CARRASCAL VAQUERO

JUAN ANTONIO POLANCO MADRAZO

Escuela de Doctorado de la Universidad de Cantabria

Santander 2019

*” Lo importante en ciencia
no es tanto obtener nuevos hechos como
descubrir nuevas formas de pensar sobre ellos”*

William Lawrence Bragg

Agradecimientos

Me gustaría empezar estos agradecimientos nombrando, en primer lugar, a los que han sido mis directores de Tesis; Juan Antonio Polanco Madrazo e Isidro Carrascal Vaquero. Darles las gracias tanto por la orientación continua como por el apoyo técnico durante el desarrollo de la presente Tesis. Y por supuesto, por el tiempo invertido y la paciencia demostrada hasta su final. Concretamente, agradecer a Juan Antonio Polanco, el conocimiento transmitido en el ámbito del hormigón y, en especial, por lograr que en su conjunto esta Tesis Doctoral tuviera sentido en cuerpo y forma. Y gracias a Isidro Carrascal por su disposición constante a la hora de diseñar y supervisar los ensayos de laboratorio que componen esta Tesis, habiendo sido capaz de trasmitirme la importancia de realizar cada ensayo de manera metódica y cuidadosa para obtener resultados precisos, lo que resulta fundamental en cualquier investigación.

En segundo lugar, acordarme en estos agradecimientos, de aquellas personas que han resultado un referente en diversas etapas de esta Tesis Doctoral, como son: Israel Sosa, Carlos Thomas, Diego Ferreño y João Pombo. A Israel Sosa, le agradezco el conocimiento transmitido en el ámbito del hormigón autocompactante. A Carlos Thomas, tengo que estarle agradecido no solo por su experiencia transmitida sobre el hormigón reciclado, sino también por su ayuda constante durante la redacción y revisión de esta Tesis, sobre todo, en ese duro momento de enfrentarse a una hoja en blanco. Gracias a Diego Ferreño por su ayuda a la hora de desarrollar modelos tanto de elementos finitos como de machine learning pero principalmente, gracias por su carácter inconformista que me ha llevado siempre a intentar ir un paso más allá. Así mismo, agradecer a João Pombo su apoyo y confianza durante mi estancia predoctoral y el trabajo que ha derivado de la misma.

No puedo dejar de recordar en estas líneas aquellas personas que trabajaron directamente en esta Tesis y por ello, agradecer especialmente, a Amilcar Abel Ramos, a Alberto Ramirez, a Ana Cimentada y José Luis Madrazo que, junto con el personal técnico del laboratorio, Manuel Solana y Alfredo García, me han aportado una ayuda fundamental en la realización de los ensayos en el Laboratorio.

De igual manera, parece fundamental agradecerle al Ministerio de Economía y Competitividad la financiación de la investigación que ha derivado en la presente Tesis Doctoral. Los resultados contenidos en el presente documento se enmarcan en el proyecto RAILCYCLED MAT2014-57544-R. Agradecer también, en este punto, a las empresas colaboradoras como Rocacero, Adif y Cementos Alfa por proporcionar de manera desinteresada los recursos que estaban en su mano.

Al LADICIM, en especial a José Antonio Casado, al que agradezco la confianza depositada y la disposición de todos los medios necesarios para llevar a cabo esta Tesis Doctoral. Y por supuesto, a todos los miembros que lo forman que desde el cariño han hecho posible la realización de esta Tesis. Especialmente, a Pablo Gonzalez y a Maria Saiz por esos ratos de desconexión tras horas de trabajo en el laboratorio que empezamos compartiendo como compañeros y terminamos disfrutando como amigos.

Por último, acordarme de mi familia, a mis padres, gracias no solo por el apoyo moral durante mi tesis doctoral, sino, por el apoyo demostrado a lo largo de toda mi vida y sin el cual no habría sido posible alcanzar este objetivo. Y a Marina por su ayuda, comprensión y compañía durante este tiempo.

Índice

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	15
1.1 La importancia del ferrocarril en nuestros días.....	15
1.2 La necesaria transición desde la vía abalastada a la vía en placa	16
1.3 Esquema general de la Tesis doctoral.....	17
CHAPTER 1 INTRODUCTION AND OBJECTIVES	21
1.1 Importance of railways today	21
1.2 The necessary transition from ballasted to ballastless track.....	22
1.3 General scheme of the Thesis.	23
CAPÍTULO 2 ESTADO DEL CONOCIMIENTO	27
2.1 Hormigón autocompactante.....	30
2.1.1 Dosificación	32
2.1.1.1 Cemento	33
2.1.1.2 Adiciones	34
2.1.1.3 Áridos	35
2.1.1.3.1 Fracción fina.....	35
2.1.1.3.2 Fracción gruesa.....	35
2.1.1.4 Aditivos	36
2.1.1.5 Agua	36
2.1.2 Comportamiento del HAC en estado fresco.....	37
2.1.3 Propiedades mecánicas	39
2.1.3.1 Resistencia a compresión	40
2.1.3.2 Relación tensión-deformación.....	41
2.1.3.3 Resistencia a tracción	42
2.1.3.4 Retracción	43
2.1.4 Propiedades de durabilidad.....	44
2.1.4.1 Carbonatación	44
2.1.4.2 Ataque por cloruros	45
2.1.4.3 Ataque por sulfatos	46
2.1.4.4 Ciclos de hielo-deshielo	47
2.1.4.5 Reacción álcali-árido	47

2.2 Hormigón reciclado	48
2.2.1 Dosificaciones	51
2.2.1.1 Cemento	53
2.2.1.2 Áridos	53
2.2.1.2.1 Fracción gruesa	53
2.2.1.2.1.1 Densidad, porosidad y absorción	54
2.2.1.2.1.2 Geometría y granulometría	54
2.2.1.2.1.3 Índice de machacabilidad y desgaste de Los Ángeles	55
2.2.1.2.1.4 Fracción fina	55
2.2.1.3 Aditivos	57
2.2.1.4 Agua	57
2.2.2 Propiedades mecánicas	58
2.2.2.1 Resistencia a compresión	58
2.2.2.2 Módulo elástico	60
2.2.3 Propiedades de durabilidad	61
2.2.3.1 Carbonatación	62
2.2.3.2 Hielo-deshielo	63
2.2.3.3 Penetración de cloruros	65
2.2.4 Hormigones reciclados autocompactantes	66
2.3 Hormigón para vía en placa	67
2.3.1 Elementos de la vía en placa	67
2.3.2 Tipologías	68
2.3.2.1 Carril embebido	69
2.3.2.2 Fijación directa	69
2.3.2.3 Bloques embebidos	69
2.3.3 Requisitos normativos	70
2.3.3.1 Elementos prefabricados	70
2.3.3.2 Capa intermedia, cajón o fijación	70
2.3.3.3 Pavimento	71
2.3.4 Ejemplos de vía en placa	71
2.3.4.1 Carril embebido	72
2.3.4.2 Fijación directa	72
2.3.4.3 Bloques embebidos-Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado soportado por pavimento	73
2.3.4.4 Bloques embebidos-Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado, independiente de la capa de relleno o del pavimento de hormigón circundante	73
2.3.4.5 Bloques embebidos-Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado, integrado de forma monolítica en el pavimento	74

2.4 Diseño de la vía en placa.....	75
2.4.1 Tipologías.....	77
2.4.1.1 Carril embebido.....	78
2.4.1.1.1 Sistema Edilon.....	78
2.4.1.2 Fijación directa.....	80
2.4.1.2.1 Apoyo directo.....	81
2.4.1.2.1.1 PACT.....	81
2.4.1.2.2 Apoyo indirecto.....	83
2.4.1.2.2.1 FFC.....	83
2.4.1.3 Bloques embebidos, insertados o apoyados.....	84
2.4.1.3.1 Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado soportado por pavimento.....	85
2.4.1.3.1.1 Bölg.....	85
2.4.1.3.1.2 J-Slab Shinkasen.....	87
2.4.1.3.1.3 IPA.....	89
2.4.1.3.2 Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado independiente de la capa de relleno o del pavimento de hormigón circundante...	90
2.4.1.3.2.1 Stedef.....	90
2.4.1.3.2.2 Getrac.....	92
2.4.1.3.2.3 ATD.....	93
2.4.1.3.2.4 BTB.....	95
2.4.1.3.3 Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado integrado de forma monolítica en el pavimento.....	97
2.4.1.3.3.1 Rheda.....	97
2.4.1.3.3.2 Züblin.....	99
2.4.2 Proceso constructivo.....	100
2.4.2.1 Carril embebido.....	101
2.4.2.2 Fijación directa (Bottom-up).....	105
2.4.2.3 Fijación directa (Top-bottom).....	106
2.4.2.4 Bloques embebidos.....	108
2.4.3 Rendimientos.....	110

CAPÍTULO 3 MATERIALES Y METODOLOGÍA EXPERIMENTAL	117
3.1 Caracterización de los materiales	118
3.1.1 Caracterización del cemento.....	118
3.1.1.1 Determinación de la densidad real del cemento.....	119
3.1.1.2 Determinación de la superficie específica Blaine.....	119
3.1.1.3 Composición química.....	120
3.1.2 Caracterización de los áridos.....	120
3.1.2.1 Proceso de fabricación de los áridos	121
3.1.2.1.1 Recogida del material.....	121
3.1.2.1.2 Análisis de los materiales fuera de uso.....	122
3.1.2.1.3 Trituración primaria	122
3.1.2.1.4 Trituración secundaria.....	123
3.1.2.1.5 Fracciones granulométricas obtenidas	124
3.1.2.2 Composición macroscópica	124
3.1.2.2.1 Caracterización de las impurezas presentes	125
3.1.2.2.2 Cuantificación del mortero adherido en los áridos reciclados	125
3.1.2.3 Propiedades geométricas y dimensionales.....	126
3.1.2.3.1 Análisis granulométrico	126
3.1.2.3.2 Contenido de finos	127
3.1.2.3.3 Índice de lajas	128
3.1.2.3.4 Coeficiente de forma	128
3.1.2.4 Propiedades físicas de los áridos	129
3.1.2.4.1 Determinación de densidades reales, relativas y aparentes	129
3.1.2.4.2 Determinación de la absorción de agua.....	130
3.1.2.4.3 Determinación de la porosidad accesible	130
3.1.2.5 Propiedades mecánicas y tribológicas de los áridos	130
3.1.2.5.1 Determinación del coeficiente de desgaste de los Ángeles.....	130
3.1.2.5.2 Índice de machacabilidad.....	131
3.1.2.6 Validación de las arenas recicladas.....	131
3.1.2.6.1 Dosificación de los morteros	132
3.1.2.6.1.1 Granulometría	132
3.1.2.6.1.2 Cantidad de cemento	133
3.1.2.6.1.3 Relación agua/cemento efectiva	133
3.1.2.6.1.4 Determinación de la absorción de las arenas.....	133
3.1.2.6.1.5 Proceso de amasado, fabricación y curado de probetas.....	134
3.1.2.6.2 Propiedades mecánicas	135
3.1.2.6.2.1 Resistencia a compresión	135
3.1.2.6.2.2 Fatiga	136
3.1.2.6.3 Durabilidad	139

3.2 Dosificación	140
3.2.1 Estimación del número de probetas necesarias	141
3.2.1.1 Hormigón necesario para analizar el comportamiento en estado fresco.....	141
3.2.1.2 Volumen necesario para analizar el aspecto del hormigón	141
3.2.1.3 Volumen necesario para analizar las propiedades físicas del hormigón	141
3.2.1.4 Volumen necesario para analizar las propiedades mecánicas del hormigón.....	141
3.2.1.5 Volumen necesario para analizar la durabilidad del hormigón	142
3.2.2 Determinación de la cantidad de aditivo	143
3.2.3 Determinación de la relación entre la arena fina y la arena gruesa	144
3.2.4 Dosificación del hormigón	144
3.2.5 Procedimiento de amasado.....	145
3.3 Hormigón en estado fresco.....	148
3.3.1 Trabajabilidad.....	148
3.3.1.1 Escurrimiento	148
3.3.1.2 Embudo en V.....	149
3.3.1.3 Caja en L	149
3.3.1.4 Segregación por tamiz	151
1.1.1 Densidad	151
3.4 Hormigón en estado endurecido	152
3.4.1 Aspecto del hormigón.....	152
3.4.2 Propiedades físicas	152
3.4.2.1 Densidades relativa, aparente y saturada.....	153
3.4.2.2 Porosidad y absorción.....	154
3.4.3 Propiedades mecánicas	154
3.4.3.1 Resistencia a compresión uniaxial.....	154
3.4.3.2 Módulo elástico	154
3.4.4 Durabilidad	155
3.4.4.1 Permeabilidad al oxígeno.....	156
3.4.4.2 Penetración de agua bajo presión	158
3.4.4.3 Ciclos de hielo-deshielo	159
3.4.4.4 Choque térmico	160
3.4.4.5 Desgaste	161
3.4.4.6 Retracción	162

CAPÍTULO 4 RESULTADOS Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	165
4.1 Propiedades de los materiales	166
4.1.1 Propiedades del cemento.....	166
4.1.2 Propiedades de los áridos.....	166
4.1.2.1 Análisis de los materiales fuera de uso.....	166
4.1.2.1.1 Análisis del balasto fuera de uso	167
4.1.2.1.2 Análisis de las traviesas fuera de uso.....	168
4.1.2.2 Caracterización de los áridos reciclados.....	168
4.1.2.2.1 Composición macroscópica	170
4.1.2.2.1.1 Caracterización de impurezas.....	170
4.1.2.2.1.2 Cuantificación de la cantidad de mortero adherido en los áridos reciclados.....	171
4.1.2.2.2 Propiedades geométricas y dimensionales.....	172
4.1.2.2.3 Propiedades físicas de los áridos	173
4.1.2.2.4 Propiedades mecánicas y tribológicas de los áridos	174
4.1.2.3 Validación de las arenas recicladas.....	176
4.1.2.3.1 Dosificación de los morteros	176
4.1.2.3.2 Propiedades mecánicas.....	177
4.1.2.3.2.1 Resistencia a compresión	177
4.1.2.3.2.2 Fatiga	178
4.1.2.3.2.2.1 Ensayos Locati.....	179
4.1.2.3.2.2.2 Microtomografía axial computarizada (μ-CT).....	181
4.1.2.3.3 Durabilidad	186
4.2 Dosificación de los hormigones.....	192
4.2.1 Determinación de la cantidad de aditivo	192
4.2.2 Determinación de la relación arena fina/arena gruesa	193
4.2.3 Dosificación del hormigón	193
4.3 Hormigón en estado fresco.....	194
4.3.1 Densidad	197
4.4 Hormigón en estado endurecido	198
4.4.1 Aspecto del hormigón.....	198
4.4.2 Propiedades físicas	200
4.4.3 Propiedades mecánicas	201
4.4.3.1 Resistencia a compresión	202
4.4.3.2 Módulo elástico	204
4.4.4 Durabilidad	206
4.4.4.1 Permeabilidad al oxígeno.....	207
4.4.4.2 Permeabilidad al agua.....	208
4.4.4.3 Ciclos de hielo-deshielo	210
4.4.4.4 Choque térmico	212
4.4.4.5 Desgaste	214
4.4.4.6 Retracción	216

CAPÍTULO 5 ESTUDIO COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS DE CARACTERIZACIÓN A FATIGA DE HORMIGÓN..... 219

5.1 Ensayos a alta frecuencia	224
5.1.1 Ensayos Staircase.....	226
5.1.2 Ensayos Locati	230
5.1.2.1 Ensayos Locati a alta frecuencia con $5 \cdot 10^5$ ciclos por escalón	232
5.1.2.1.1 Análisis de la evolución de la deformación media	232
5.1.2.1.2 Análisis de la evolución del rango de deformación durante el ensayo	233
5.1.2.2 Comparativa entre ensayos con $5 \cdot 10^5$ y $2 \cdot 10^5$ ciclos por escalón	234
5.1.2.2.1 Análisis de la evolución de la deformación media	236
5.1.2.2.2 Análisis de la evolución del rango de deformación durante el ensayo	236
5.1.3 Comparativa entre ensayos Staircase y Locati.....	237
5.2 Ensayos a baja frecuencia	239
5.2.1 Ensayos Locati a baja frecuencia	240
5.3 Comparativa entre ensayos a alta y a baja frecuencia.....	242
5.3.1 Análisis de la evolución del valor medio de la deformación.....	242
5.3.2 Análisis de la evolución del rango de deformación durante el ensayo	244
5.4 Comparativa entre el límite a fatiga en función del tipo de caracterización en fatiga	246
5.5 Ensayos de fluencia	248

CAPÍTULO 6 RESPUESTA DINÁMICA DE UN TRAMO DE VÍA EN PLACA 253

6.1 Caracterización experimental	255
6.1.1 Ensayos a escala real de vía en placa.....	256
6.1.2 Caracterización de las placas de asiento de la sujeción	262
6.2 Diseño del modelo por elementos finitos.....	265
6.2.1 Geometría.....	265
6.2.2 Condiciones de contorno.....	266
6.2.3 Contactos	266
6.2.4 Propiedades de los materiales	266
6.3 Análisis de convergencia de la malla.....	267
6.4 Calibración del modelo.....	272
6.5 Análisis de sensibilidad del modelo	274
6.6 Influencia de la presencia de hormigones reciclados con áridos procedentes de vía en la respuesta dinámica del modelo	280

CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES Y TRABAJO FUTURO	283
7.1 Conclusiones	284
7.1.1 Respecto a los áridos reciclados provenientes de la trituración de elementos de vía fuera de uso	284
7.1.2. Respecto a los morteros fabricados con los áridos finos reciclados provenientes de elementos de vía fuera de uso	285
7.1.3 Respecto al comportamiento en estado fresco de los hormigones reciclados fabricados	285
7.1.4 Respecto a las propiedades mecánicas de los hormigones reciclados fabricados	286
7.1.5 Respecto a las propiedades de durabilidad de los hormigones reciclados fabricados ...	287
7.1.6 Respecto al comportamiento en fatiga de los hormigones reciclados fabricados	289
7.1.7 Respecto a la modelización de la respuesta dinámica vertical de la vía en placa fabricada con áridos reciclados	290
7.2 Trabajo futuro	291
CHAPTER 7 CONCLUSIONS AND FUTURE WORK	293
7.3 Conclusions	294
7.3.1 Regarding recycled aggregates from crushing out-of-use track elements	294
7.3.2 Regarding mortars manufactured with recycled fine aggregates from out-of-use track elements	295
7.3.3 Regarding the workability of the designed recycled concretes	295
7.3.4 Regarding the mechanical properties of the designed recycled concretes	296
7.3.5 Regarding the durability properties of the designed recycled concretes	297
7.3.6 Regarding the fatigue behavior of the designed recycled concretes	298
7.3.7 Regarding the vertical dynamic response modelling of slab track made from recycled aggregates	300
7.4 Future work	301
CAPÍTULO 8 BIBLIOGRAFÍA	303

CAPÍTULO 1

Introducción y objetivos

1.1 La importancia del ferrocarril en nuestros días

En un mundo globalizado, particulares y empresas exigen medios de transporte eficaces tanto de personas como de mercancías. Rapidez, seguridad y respeto por el medio ambiente son demandas ineludibles en la actualidad. Son varias las razones que han hecho de la alternativa ferroviaria uno de los medios de transporte más utilizados en el mundo. Las principales ventajas del ferrocarril frente a otros competidores son, entre otras, el alto nivel de seguridad y fiabilidad junto con reducidos costes e impacto medioambiental (ocupación del espacio, emisiones de gases de efecto invernadero, etc.) Según el Informe del año 2017 elaborado por el Observatorio del Transporte y la Logística en España

(perteneciente al Ministerio de Fomento), el ferrocarril fue el medio de transporte elegido para trasladar el 28.8 % de las mercancías en España durante el 2016. Dicho documento también indica que, durante ese mismo año, se realizaron más del doble de desplazamientos peninsulares de larga distancia por tren que por avión [1]. Según el informe de la comisión técnico-científica para el estudio de mejoras en el sector ferroviario, el ferrocarril se encargó del 29% del transporte público en España durante el año 2011. Por otro lado, respecto al riesgo de accidente mortal por kilómetro, los valores del ferrocarril y el avión son comparables, mientras que, por ejemplo, en el caso del transporte en vehículo privado es 28 veces mayor que en el caso del ferrocarril [2].

1.2 La necesaria transición desde la vía abalastada a la vía en placa

El transporte ferroviario ha experimentado una gran evolución desde sus orígenes. La característica más distintiva de los ferrocarriles es que deben transitar sobre carriles. Lo cual obliga a incorporar traviesas como elementos que garantizan la estabilidad en el ancho de vía. Muy pronto se observó que las tensiones transmitidas al terreno se concentraban bajo las traviesas dando lugar a asentamientos diferenciales. Por este motivo se decidió asentar las traviesas sobre una cama de material granular al objeto de repartir las cargas sobre una mayor superficie y aportar flexibilidad a la vía; este material granular se denomina balasto.

Esta tipología de superestructura ferroviaria formada por traviesas y balasto, conocida como vía abalastada, ha sido durante mucho tiempo y sigue siendo la referencia en cuanto a tipologías de vía. Sin embargo, el desarrollo económico y social ha venido acompañado de vehículos ferroviarios con mayores cargas por eje, un aumento en las frecuencias de paso y velocidades de circulación mayores. Es previsible que estas tendencias se agudicen en el futuro como consecuencia de las exigencias que la sociedad reclama y de la competencia existente entre los distintos medios de transporte. En consecuencia, las exigencias mecánicas sobre la superestructura ferroviaria derivadas de las condiciones de operación futuras van a suponer con toda seguridad un reto tecnológico para las soluciones existentes en la actualidad.

En este sentido, la vía en placa representa una alternativa prometedora frente a la vía abalastada tradicional. En la vía en placa el balasto y las traviesas son sustituidos por una losa de hormigón continua. De esta forma se consigue un menor espesor de la superestructura y se reducen las tareas de mantenimiento de la misma al evitar la necesidad de reponer el balasto para conservar la geometría de la vía. Un menor espesor tiene, como consecuencia directa, una sección transversal con menor superficie, lo que, en aquellos casos donde sea necesario construir obra civil, como túneles o viaductos, supondrá un importante ahorro económico durante su construcción. Adicionalmente, la colocación de una capa de hormigón en lugar del balasto supone un mejor control de las deformaciones generadas por la circulación de los trenes.

1.3 Esquema general de la Tesis doctoral

El objetivo fundamental del proyecto Railcycled (MAT2014-57544-R), financiado por el Ministerio de Economía y Competitividad del Gobierno de España, en el cual se enmarca la presente Tesis Doctoral, es el validar una solución lo más económica y ecológica posible para acometer la necesaria transición desde la vía abalastada hasta la vía en placa. La hipótesis de trabajo ha sido la de valorizar los residuos generados tras el desguarnecido de la vía abalastada usándolos para la fabricación de la vía en placa. Se propone recoger el balasto y las traviesas fuera de servicio para someterlos a un proceso de trituración y clasificación y volver a reutilizarlos como árido para la fabricación del hormigón de la vía en placa. De esta forma, los residuos generados por la vía ya obsoleta serán los materiales con los que se fabricará la nueva vía, cerrando, así, el ciclo de vida de los mismos.

Esta Tesis Doctoral recoge los resultados experimentales y su correspondiente análisis para satisfacer el reto planteado en el proyecto Railcycled. Se ha realizado para obtener la dosificación de un hormigón lo más económico y ecológico posible y que, además, satisfaga los requisitos exigidos al hormigón para vía en placa. Para ello, se ha estudiado la dosificación de tres hormigones distintos en función de la naturaleza de los áridos con los que se han fabricado: el primero, fabricado exclusivamente con árido reciclado proveniente de balasto triturado; un segundo hormigón, con árido procedente únicamente de traviesas trituradas y, por último, un hormigón en el que se utilizan ambos tipos de árido simultáneamente, respetando la proporción teórica en la que se generan estos residuos al ser retirados de la vía. Con el objetivo de obtener el hormigón más ecológico posible, además de utilizar áridos reciclados, se ha empleado un cemento con un alto reemplazo de clínker por cenizas volantes. Esta sustitución implica una notable reducción en la huella de carbono asociada con la fabricación así como la incorporación de cenizas volantes, que son un subproducto industrial de las centrales termoeléctricas alimentadas por carbones pulverizados. Igualmente y con la intención de diseñar un hormigón lo más económico posible, se ha optado por el uso de un hormigón autocompactante, ya que este tipo de hormigón evita la fase de vibrado del hormigón, y por la utilización de los residuos generados en la misma obra, lo que supone un ahorro, tanto a nivel logístico como en las tasas de vertido.

La validación de un nuevo hormigón exige garantizar que sus propiedades satisfacen los requerimientos demandados por la vía en placa. Para ello, se ha realizado una ambiciosa campaña experimental para la determinación de las propiedades mecánicas y de la durabilidad de los hormigones. Los ensayos mecánicos programados en esta Tesis Doctoral abarcan la determinación de las principales propiedades del hormigón incluyendo la evolución en el tiempo de la resistencia a compresión y del módulo elástico, así como la caracterización del comportamiento a fatiga. El estudio experimental de la respuesta frente a fatiga contempla diversas metodologías de ensayo, como son los métodos Locati y Staircase, junto con el análisis de la influencia de la frecuencia, habiéndose realizado ensayos a baja frecuencia (10 Hz) y a alta frecuencia (90 Hz).

La campaña experimental de ensayos de durabilidad que se recoge en esta Tesis Doctoral comprende diversos ambientes agresivos que pueden afectar al tramo de vía. Así, en primer lugar se ha determinado la permeabilidad de los diferentes hormigones, lo cual proporciona una idea general del comportamiento del hormigón frente a agentes agresivos. Además, se ha evaluado la respuesta de los hormigones ante ambientes específicos como pueden ser los ciclos de hielo-deshielo o ciclos de choque térmico.

Esta Tesis Doctoral busca no solamente verificar la idoneidad del hormigón fabricado, sino también analizar la influencia que tendría el uso de este hormigón reciclado como sustituto del hormigón tradicional en la respuesta del conjunto de la vía en placa al paso del ferrocarril. Para cuantificar este efecto, se desarrolló y calibró experimentalmente un modelo de elementos finitos, en colaboración con investigadores de la Universidad de Heriot Watt (Escocia), de la Univesidad de Huddersfield (Inglaterra) y de la Universidad Pontificia Católica de Paraná (Brasil) para determinar tanto las aceleraciones como los desplazamientos en cabeza de carril en función de las propiedades de los elementos de la superestructura y de la subbase sobre la que se haya sustentado el tramo de vía en placa.

El diagrama de flujo que se recoge en la Figura 1-1 se ha elaborado para facilitar al lector un esquema comprensivo de las actividades de investigación acometidas en el desarrollo de la presente Tesis Doctoral.

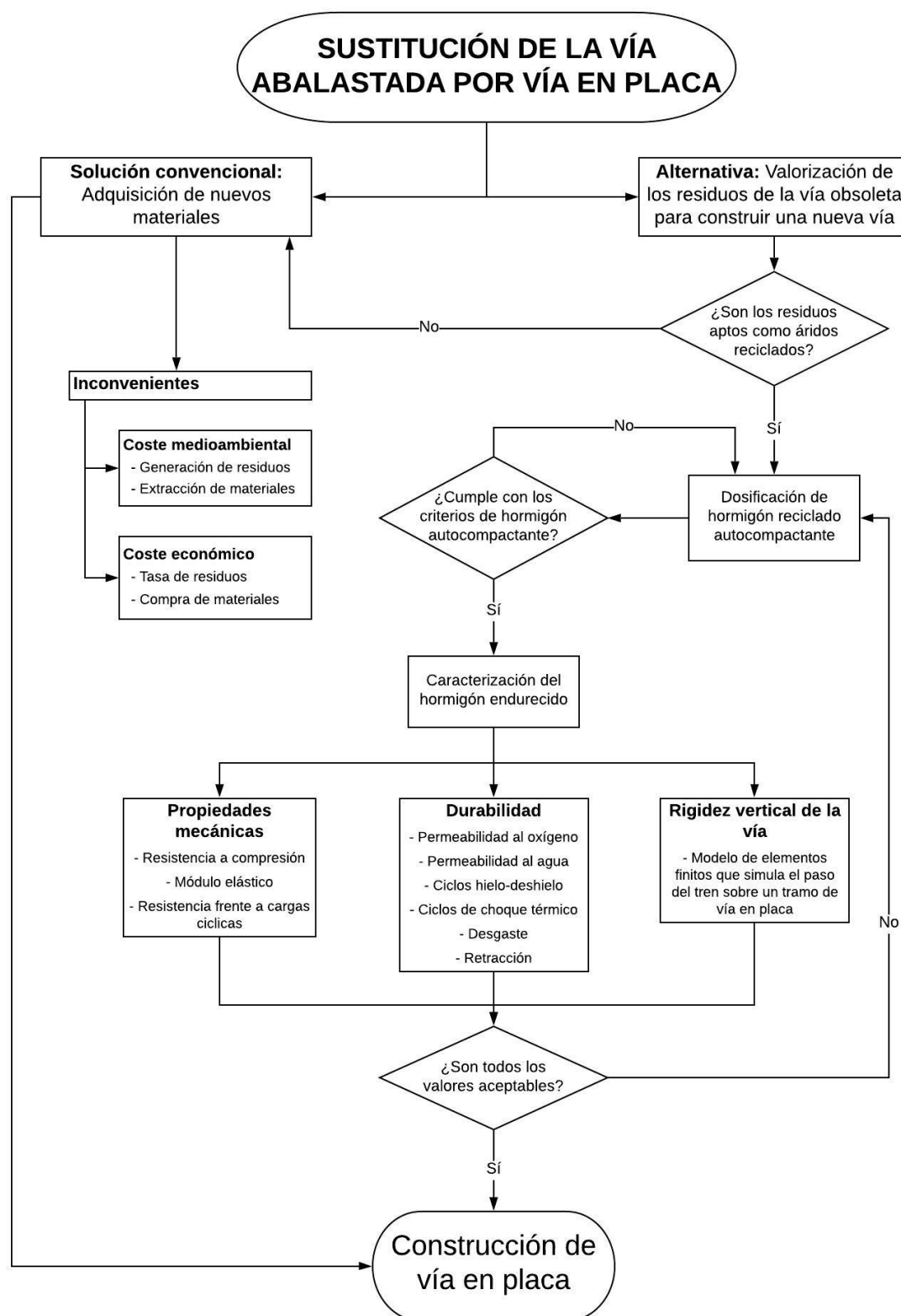


Figura 1-1: Diagrama de flujo de las actividades de investigación acometidas en el desarrollo de la presente Tesis Doctoral.

CHAPTER 1

Introduction and objectives

1.1 Importance of railways today

In a globalised world, people and companies demand efficient means of transport for both people and goods. Speed, safety and respect for the environment are unavoidable demands today. There are several reasons that have made the railway alternative one of the most used means of transport in the world. The main advantages of the railway over other alternatives are, among others, the high safety level and reliability together with reduced costs and environmental impact (occupation of space, greenhouse gas emissions, etc.). According to the 2017 Report prepared by the Transport and Logistics Observatory in Spain (of the Ministry of Development), the railway was the means of transport chosen to transport 28.8% of goods in Spain during 2016. This document also indicates that, during the same year, more than twice as many long-distance peninsular

journeys were made by train as by plane [1]. According to the report of the technical-scientific commission for the study of improvements in the railway sector, the railway was responsible for 29% of public transport in Spain during 2011. On the other hand, regarding the risk of fatal accident per kilometer, the values of the railroad and airplane are comparable, while, for example, in the case of transport by private vehicle it is 28 times greater than in the case of the railroad [2].

1.2 The necessary transition from ballasted to ballastless track

Rail transport has undergone a great evolution since its origins. The most distinctive feature of railways is that they must travel on rails. This makes it necessary to incorporate sleepers as elements that guarantee stability in the track width. Very soon it was observed that the stresses transmitted to the soil were focused under the sleepers producing differential settling. For this reason it was decided to set the sleepers on a granular material layer in order to distribute the stresses over a larger area and provide flexibility to the track; this granular material is called ballast.

This type of railway superstructure formed by sleepers and ballast, known as ballasted track, has long been and continues to be the reference in terms of track typologies. However, economic and social development has been accompanied by rail vehicles with higher axle loads, increased crossing frequencies and higher traffic speeds. It is foreseeable that these trends will become more acute in the future as a result of the demands made by society and the competition between the different modes of transport. As a result, the mechanical demands on the railway superstructure arising from future operating conditions will certainly pose a technological challenge.

The ballastless track, also called slab track, represents a promising alternative to traditional ballasted track. In ballastless track, ballast and sleepers are replaced by a continuous concrete slab. In this way, a lower thickness of the superstructure is achieved and maintenance tasks are reduced by avoiding the need to replace the ballast in order to preserve the geometry of the track. As a direct consequence, less thickness leads to a cross section with a smaller surface area, which, in those cases where it is necessary to build civil works, such as tunnels or viaducts, will result in significant economic savings during construction. Additionally, placing a layer of concrete instead of the ballast means better control of the deformations generated by train traffic.

1.3 General scheme of the Thesis.

The main objective of the Railcycled project (MAT2014-57544-R), funded by the Ministry of Economy and Competitiveness of the Government of Spain, in which this PhD Thesis is framed, is to validate a solution as economical and ecological as possible to undertake the necessary transition from ballasted track to ballastless track. The working hypothesis has been to recover the waste generated during the renewal of the track for reuse in the manufacture of the ballastless track. Out-of-service ballast and sleepers will be recovered, subjected to a crushing and classification process and then reused as aggregate for the manufacture of the concrete of the ballastless track. In this way, the waste generated by the obsolete track will become the material with which the new track will be manufactured, thus closing their life cycle.

This PhD Thesis compiles the experimental results and their corresponding analysis to satisfy the challenge posed by the Railcycled project. It has been carried out in order to obtain the most economical and ecological concrete mix proportions possible, while also satisfying the requirements for concrete for slab track. To this end, the dosage of three different concretes has been studied depending on the nature of the aggregates with which they have been manufactured: the first one, manufactured exclusively with recycled aggregate coming from crushed ballast; a second one, with aggregate coming only from crushed sleepers and, finally, a concrete in which both types of aggregate are used simultaneously, respecting the theoretical proportion in which these wastes are generated when they are removed from the track. In order to obtain the most ecological concrete possible, as well as using recycled aggregates, a cement with a high clinker replacement by fly ash has been used. This substitution implies a notable reduction in the carbon footprint associated with manufacturing along with the incorporation of fly ash, which is an industrial by-product of thermoelectric plants fed by pulverized carbons. In the same way and with the intention of designing a concrete that is as economical as possible, the use of self-compacting concrete has been chosen, as this type of concrete avoids the concrete vibrating phase, and the use of waste generated in the same construction site, which means savings both in logistics and in landfill rates.

The validation of an innovative concrete requires guaranteeing that the properties of the proposed solutions satisfy the requirements demanded for slab track. To this end, an ambitious experimental campaign has been carried out to determine the mechanical properties and durability of concrete. The mechanical tests programmed for this PhD Thesis include the determination of the main properties of the concrete including the evolution over time of the compressive strength and the elastic modulus as well as the characterisation of the fatigue stress behaviour. The experimental study of the fatigue response contemplates different test methodologies, such as the Locati method and the Staircase method, together with the analysis of the influence of frequency on the fatigue behaviour of the concrete. Tests were carried out at low frequency (10 Hz) and high frequency (90 Hz).

The experimental campaign of durability tests included in this PhD Thesis includes various aggressive environments that may affect the track section. Firstly, the permeability of the different concretes has been determined, which provides a general idea of the concrete behaviour against aggressive agents. In addition, the response of the concretes to specific environments has been evaluated, including freeze-thaw cycles and thermal shock cycles.

This PhD Thesis seeks not only to verify the suitability of the manufactured concrete, but also to analyse the influence that the use of this recycled concrete would have as a substitute for traditional concrete in the response of the whole slab track to train passage. To quantify this effect, a finite element model was developed and calibrated experimentally, in collaboration with researchers from Heriot Watt University (Scotland), the University of Huddersfield (England) and the Pontifical Catholic University of Paraná (Brazil) to determine both accelerations and displacements at the head of the rail depending on the properties of the elements of the superstructure and the sub-base on which the slab track section was supported.

The flow diagram shown in Figure 1.1 has been prepared to provide the reader with a comprehensive scheme of the research activities undertaken in the development of this PhD Thesis.

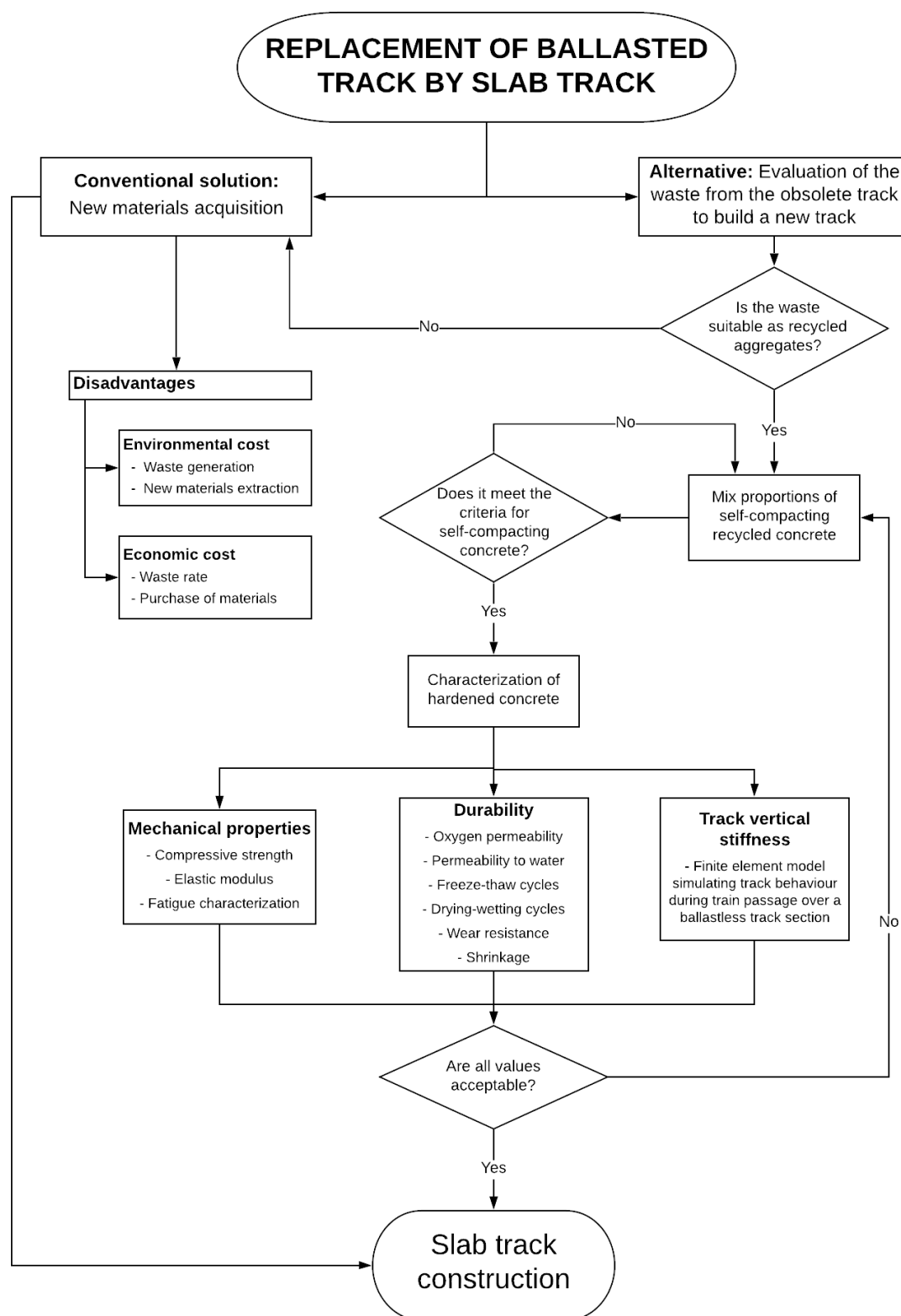


Figure 1-1: Flow diagram of the research activities undertaken in the development of this PhD Thesis.

CAPÍTULO 2

Estado del conocimiento

En este Capítulo, se presentan una serie de conceptos que estarán presentes a lo largo de la Tesis y que serán fundamentales para la interpretación de los resultados obtenidos en el estudio comprometido. Dichos conceptos, se referencian por medio de la recopilación de la situación actual de cada una de las diversas áreas que guardan relación con esta investigación.

El sistema tradicional ferroviario para diseñar la superestructura de vía es el formado por la conjunción de traviesa y balasto. El mantenimiento del mismo requiere una importante inversión económica, en especial en la alta velocidad, ya que las vibraciones generadas por el tráfico ferroviario obligan al bateo de las vías de manera continua.

En su concepción, la vía en placa parte de disponer una losa continua de un material, hormigón en la mayoría de sus versiones, para sustituir al balasto en su labor de distribución de las cargas. Para paliar la gran rigidez que lleva aparejada esta alternativa, se diseñan elementos elásticos que se incorporan tanto dentro de la propia losa, como en la sección bajo carril.

Además de un menor gasto de mantenimiento, se espera una vida útil mayor en la vía en placa (50-60 años) que en la superestructura de balasto (30-40 años) [3] y una mejora en el confort y en las prestaciones que puede ofrecer el transporte ferroviario.

Uno de los problemas del sistema abalastado es que, al cumplir su vida útil y debido a lo extenso de la red viaria, se genera una gran cantidad de residuos, procedentes tanto del balasto como de las traviesas retirados Figura 2-1.



Figura 2-1: Acopio de material, (a) traviesas fuera de uso, (b) balasto fuera de uso.

Este material obsoleto, se cataloga como RCDs (Residuos de Construcción y Demolición), entendiendo como tal todo aquel residuo proveniente de cualquier obra, ya, sea de construcción, reparación, reforma o demolición, tanto de edificación como de obras civiles. Además, ha de cumplir con la definición que aparece en la Ley 10/1998 del 21 de abril, artículo 3.a. [4].

Como ya se ha indicado previamente, la sustitución de los componentes de la vía tradicional, genera un gasto no solo en el suministro de las nuevas reposiciones, sino, también, en el traslado de los materiales ya inservibles al vertedero y su depósito en el mismo. Dada la alta calidad de estos residuos y el enorme impacto ambiental que genera este gran volumen de vertido, se propone la utilización de estos mismos para la fabricación de vía en placa. Ello sería posible mediante la dosificación de un hormigón reciclado a base de los elementos ya desechados de la vía, y más concretamente del balasto y de las traviesas. De esta manera, se cerraría el ciclo de vida de estos materiales.

Por esta razón, en el año 2015 nació el Proyecto denominado “Reciclado de vía tradicional para la fabricación de vía en placa”, que planteaba la alternativa de reutilizar el balasto y las traviesas a retirar, transformándolos en árido para elaborar hormigones válidos para una solución de vía en placa.

La Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08) [5] define el hormigón reciclado (RC) como “el hormigón fabricado con árido grueso reciclado procedente de machaqueo de residuos de hormigón”. En esta investigación, además, se propone la incorporación de balasto triturado, ya que se le presupone unas propiedades excelentes para su utilización.

Con la intención de reducir los costes derivados del transporte del material, se considera que lo óptimo sería la fabricación del hormigón in situ. Por igual razón, para facilitar la puesta en obra y reducir los plazos de ejecución, se optaría por la dosificación de un hormigón autocompactante (HAC).

La Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08) [5] define el HAC como “aquel hormigón que, como consecuencia de una dosificación estudiada y del empleo de aditivos superplastificantes específicos, se compacta por la acción de su propio peso, sin necesidad de energía de vibración ni de cualquier otro método de compactación, no presentando segregación, bloqueo de árido grueso, sangrado ni exudación de la lechada”.

2.1 Hormigón autocompactante

Para conseguir la autocompactabilidad, composicionalmente existen principalmente tres diferencias entre un HAC y un hormigón convencional. La primera de ellas, es que se utiliza un menor contenido de árido grueso y éste suele tener un tamaño máximo relativamente pequeño, con el fin de minimizar la tendencia a la segregación. En segundo lugar, tiene un mayor contenido de partículas finas, concretamente, de finos de tamaño inferior a 125 μm . En tercer lugar, es imperativo el uso de aditivos superplastificantes para lograr un comportamiento en estado fresco que pueda cumplir con la definición de autocompactante. Estas tres condiciones, han de generar una mezcla con una correcta relación entre viscosidad y tixotropía, que permita que la masa fresca fluya, pero sin permitir que se produzca la segregación de ninguno de los componentes del hormigón.

El uso del HAC aporta una serie de ventajas que podemos agrupar en dos tipos: logísticas y técnicas. Las ventajas logísticas, son como consecuencia de suprimir la fase de vibrado del hormigón, es decir, se reducen el número de operarios y los plazos de ejecución. Además, el eliminar la fase de vibrado, lleva aparejado un ahorro en los costes energéticos y una menor contaminación acústica. Las ventajas técnicas, son debidas a la mayor capacidad para fluir de este hormigón, la cual, sin importar la densidad de ferralla, facilita la puesta en obra e incluso su bombeo. Puede encapsular mejor las armaduras y favorece el rellenado de encofrados con geometrías complejas.

El HAC nace con la intención de solventar ciertos problemas de durabilidad en estructuras de hormigón armado, que estaban apareciendo a principios de los años ochenta en Japón. Estos problemas se achacaban a la falta de experiencia de los trabajadores del sector de la construcción, lo cual repercutía en la calidad de las construcciones y, especialmente, en la durabilidad de las mismas. Por esta razón, el profesor Hajime Okamura, de la Universidad de Tokio, propuso dosificar un hormigón cuyo resultado final dependiese lo menos posible de su puesta en obra, más concretamente, dosificar un hormigón que no precisase de ser vibrado tras su vertido.

El primer prototipo de hormigón autocompactante surgió en el año 1988 y concluyó con su colocación en una obra en Japón. Los resultados fueron muy satisfactorios. Como dato histórico, en aquel momento se denominó “high performance concrete” (hormigón de altas prestaciones) [6,7].

En la Conferencia Internacional del Instituto Americano del Hormigón (ACI) del año 1991 en Estambul, el profesor Ozawa realizó una ponencia sobre HAC que tuvo un gran impacto a nivel global [8].

Posteriormente, en 1997, se forma un comité para el estudio del HAC, que fue el encargado de redactar la publicación “Self Compacting Concrete State of the Art Report of RILEM Technical Committee 174-SCC” [9], con la intención de crear un documento único donde aunar las experiencia sobre HAC, conceptos reológicos y de trabajabilidad de los HAC.

Cinco años más tarde de que se publicase el “Self Compacting Concrete State of the Art Report of RILEM Technical Committee 174-SCC” [9], en 2002, EFNARC (European Federation of National Associations Representing producers and applicators of specialist building products for Concrete), publicó un manual de uso del HAC [10].

Fue en 2008 cuando se publicó la Instrucción española del Hormigón EHE-08 [5], que incluye un anejo (Anejo 17), de recomendaciones para la utilización de hormigón autocompactante. Por otro lado, ese mismo año, la ACHE (Asociación Española de Ingeniería Estructural) publicó una monografía sobre Diseño y aplicación de hormigones autocompactantes [11].

Estos hitos evidencian la importancia que ha adquirido el HAC en la actualidad, llegando a ser, sin lugar a dudas, el mayor avance tecnológico de las últimas décadas en el ámbito del hormigón. Esto es debido, principalmente, a la gran acogida que ha tenido este tipo de hormigón por la industria, ya que pueden reducir, de manera notoria, tanto los costes de puesta en obra, como los plazos de ejecución. También, se puede apreciar la importancia que adquiere el HAC por la evolución de la producción científica en este campo según scopus, véase la Figura 2-2.

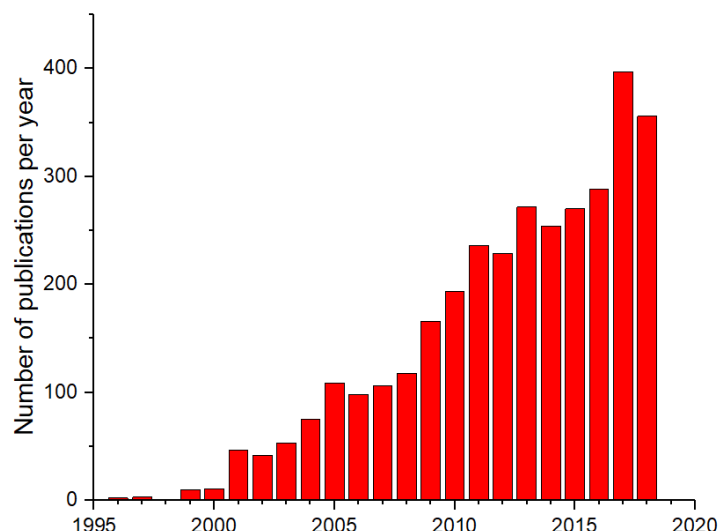


Figura 2-2: Evolución del número de publicaciones en hormigón autocompactante (HAC) según scopus.

2.1.1 Dosificación

A rasgos generales, se utilizan los mismos materiales para la fabricación de hormigones convencionales y para los HAC, pero sí hay diferencias a la hora de dosificar un hormigón convencional y un HAC. A saber:

- Menor contenido en árido grueso. Para evitar el bloqueo del árido grueso, se precisa envolverlo totalmente con mortero, lo que facilita reducir el rozamiento entre partículas. En hormigones convencionales, la relación arena/árido grueso suele estar en torno a 0.4, mientras que en HAC ronda el 0.5.
- Menor tamaño máximo de árido. Para evitar el riesgo de segregación de este árido grueso frente a la pasta, más abundante en estos HAC, se opta por rebajar el tamaño máximo del árido a emplear. En hormigones convencionales, se utilizan tamaños máximos de árido menores a 40 mm, mientras que, en los HAC, no superan los 20 mm.
- Mayor volumen de pasta. Como ya se ha indicado previamente, para evitar el bloqueo del árido es preciso que todas sus partículas estén recubiertas de una capa de mortero, por lo que la cantidad de pasta ha de ser mayor en el hormigón autocompactante. En el caso de los hormigones convencionales, el volumen de pasta oscila entre un 25-30% mientras que, en los HAC, asciende hasta un 28-40%.

- Mayor contenido en finos (cemento, filler y adiciones). El incremento de finos en los HAC aumenta la viscosidad del hormigón en estado fresco, lo que evita la segregación de los áridos. En los HAC, el contenido en finos suele estar entre 450-600 kg/m³ [10].
- Elevada incorporación de aditivos superplastificantes. El uso de los mismos permite obtener mezclas fluidas sin necesidad de incrementar la cantidad de agua, lo que debilitaría el hormigón. El añadir estos aditivos superplastificantes puede reducir la cantidad de agua hasta en un 40%, obteniendo la misma fluidez. Adicionalmente, tanto las propiedades mecánicas como la durabilidad de los hormigones fabricados con aditivos superplastificantes es mejor que la de los hormigones convencionales.

En la Figura 2-3, se muestra, de manera esquemática, la relación que existe entre las proporciones de cada uno de los elementos que componen el hormigón, en función de si es un HAC o un hormigón convencional [7].

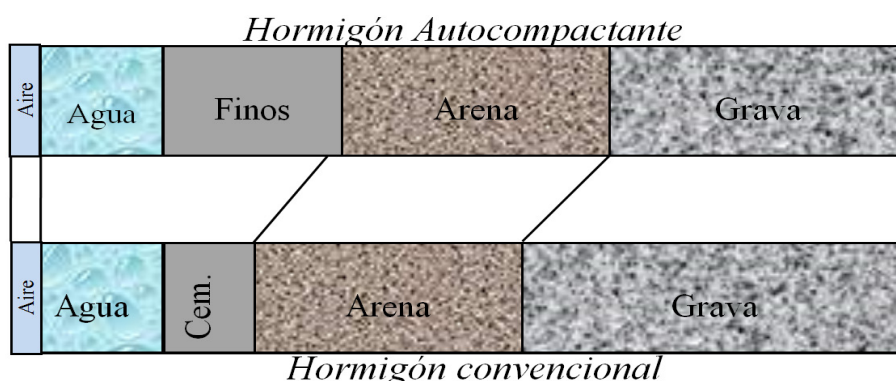


Figura 2-3: Comparativa entre las proporciones de mezcla del HAC y el hormigón convencional.

A continuación, se presentan una serie de criterios recogidos de la revisión bibliográfica, a tener en cuenta a la hora de elegir los materiales a utilizar para confeccionar un HAC.

2.1.1.1 Cemento

De manera general, no hay diferencia en el tipo de cemento requerido para un hormigón convencional y para un HAC, por lo que, se utilizan los mismos criterios para ambas soluciones y para cumplir las mismas normas [12].

No obstante, propiedades como la composición química, la superficie específica o la presencia de adiciones minerales, pueden influir en la interacción entre el cemento y el aditivo. Por esta razón, es aconsejable comprobar la compatibilidad entre el cemento y el aditivo mediante la fabricación de pastas o morteros, sobre todo si se plantea utilizar una relación agua/cemento baja [13].

Usualmente, la cantidad de cemento incorporada en los HAC está comprendida entre 350 y 500 kg/m³. Si se superan los 500 kg/m³, pueden aparecer problemas por retracción y, si la cantidad de cemento es inferior a 350 kg/m³, sería indispensable aportar una cantidad de finos adicional.

2.1.1.2 Adiciones

Dentro de este término, se engloba todo material (excluido el cemento) que presenta partículas con un tamaño máximo entre 80 y 125 µm [10]. Estas partículas, se utilizan en los HAC para aumentar el volumen de pasta sin la necesidad de añadir cemento, lo cual supone un ahorro. Las adiciones se pueden englobar en dos grupos: adiciones inertes (filler calizo, polvo de granito, filler dolomítico...) o adiciones reactivas (puzolanas naturales, cenizas volantes, humo de sílice, metacaolín...).

La razón para añadir las adiciones inertes es evitar problemas de retracción o exceso de generación de calor de hidratación. Además, su uso mejora las propiedades reológicas del hormigón [11] [12].

Dentro de las adiciones reactivas, cabe destacar las cenizas volantes, que, no solo mejoran notoriamente el comportamiento en estado fresco de los hormigones, sino que, también, aumentan las prestaciones mecánicas de éstos [16–18].

2.1.1.3 Áridos

2.1.1.3.1 Fracción fina

Al igual que en el caso del cemento, a priori, las arenas que se usan para la elaboración de hormigones convencionales, se pueden emplear para fabricar un HAC, es decir, los requisitos exigidos a estas arenas son los mismos que los límites impuestos a las arenas para confeccionar un hormigón convencional. Por lo tanto, en ambos casos, deben de cumplir la normativa pertinente. Sin embargo, hay ciertos parámetros que es imprescindible analizar previamente a la dosificación del HAC.

En primer lugar, es importante cuantificar la cantidad de finos que contiene dicha arena, ya que, si su proporción es elevada, puede completar la demanda que precisa el HAC, sin necesidad de aportar adiciones [11]. En todo caso, la cantidad de finos presente en la arena ha de ser tomada en cuenta a la hora de dosificar el hormigón [10].

En segundo lugar, la geometría de las partículas de la arena también va a influir sobre la trabajabilidad del hormigón. El uso de arenas rodadas, supone una cantidad menor de pasta, mientras que, las arenas de machaqueo, necesitan una cantidad mayor de pasta para envolver sus partículas con el fin de reducir la fricción entre las mismas [19].

Al igual que pasa con los cementos, la naturaleza química del material (en este caso las arenas), puede producir incompatibilidad con los aditivos, especialmente en aquellas arenas que contengan arcillas, ya que las moléculas de aditivo pueden quedar atrapadas entre las partículas de arcilla [20].

2.1.1.3.2 Fracción gruesa

No existen limitaciones en cuanto al tipo de árido que se puede utilizar para la fabricación del HAC, pero sí recomendaciones sobre el tamaño máximo de éste. La elección de dicho tamaño, se debe basar en garantizar que no se produzca el bloqueo del hormigón al pasar por secciones reducidas o por las armaduras. La norma EHE-08 [5], limita el tamaño máximo de los áridos para HAC a 20 mm, mientras que los valores de tamaño más habituales en HAC son 12 y 16 mm.

Además de presentar un tamaño máximo menor, los HAC, también contienen una menor cantidad de árido grueso, lo cual minimiza la interacción entre sus partículas y favorece la capacidad de flujo del hormigón.

2.1.1.4 Aditivos

Los aditivos superplastificantes son considerados como el elemento más importante dentro del HAC. El avance, evolución y popularidad de los HAC en los últimos años viene de la mano de la progresión en la formulación química de los aditivos superplastificantes de última generación.

A la hora de seleccionar el aditivo superplastificante es imprescindible valorar su compatibilidad con el resto de componentes del hormigón. Estos problemas de incompatibilidad se pueden manifestar de diversas formas; una reducción de la fluidez de la mezcla, indicios de segregación, baja trabajabilidad o, incluso, pueden generar un retraso anómalo en el proceso de hidratación del cemento. Algunos ejemplos de interacción entre aditivos y adiciones son: el filler calizo disminuye el efecto fluidificante del aditivo; las cenizas volantes anulan el efecto fluidificante del aditivo; la presencia de escoria de alto horno aumenta el efecto fluidificante del aditivo [21].

2.1.1.5 Agua

Debido al uso de aditivos superplastificantes, la relación agua/cemento necesaria será menor que en el caso de los hormigones tradicionales. Si bien se debe asegurar, en todo momento, el aporte mínimo de agua que garantice, por un lado, la hidratación del cemento y, por otro, la lubricación de la superficie de los áridos necesaria para un correcto comportamiento en estado fresco.

Un aporte mayor al requerido, dará lugar a problemas de inestabilidad, sangrado o segregación. En el caso contrario, menor cantidad de agua de la necesaria, reducirá la trabajabilidad del mismo, llegando a ocasionar el bloqueo del hormigón [22].

2.1.2 Comportamiento del HAC en estado fresco

La principal diferencia entre el hormigón HAC y el hormigón vibrado o convencional, se observa en su comportamiento en estado fresco, el cual permite que se compacte meramente por la acción de su peso propio. Este comportamiento, se puede evaluar mediante el análisis de tres parámetros: capacidad de paso, capacidad de relleno y resistencia a la segregación.

- **Capacidad de paso:** también identificada como resistencia al bloqueo. Analiza la facilidad del hormigón para circular por zonas estrechas, es decir, pasar entre armaduras o sortear obstáculos sin que el árido produzca el bloqueo. Para mejorar el comportamiento del hormigón en este aspecto, se puede añadir mayor porcentaje de aditivo superplastificante o bien disminuir la proporción y/o el tamaño del árido grueso.
- **Capacidad de relleno:** comprueba la idoneidad del hormigón para ocupar un volumen sin que, posteriormente, aparezcan defectos de llenado (coqueras). Esta propiedad asegura que las armaduras queden perfectamente embebidas dentro del hormigón y que, el mismo, presente un buen acabado y una colocación homogénea. Para que el hormigón manifieste dicha capacidad de relleno, es necesario que la mezcla posea la suficiente cohesión y una adecuada fluidez.
- **Resistencia a la segregación:** analiza la capacidad del hormigón para mantener su homogeneidad tanto durante su colocación (estabilidad dinámica), como a lo largo del fraguado (estabilidad estática), es decir, que sus componentes no se separen. La resistencia a la segregación está vinculada con la distribución uniforme de las proporciones de la mezcla.

Como ejemplo comparativo entre el comportamiento en estado fresco de un HAC y un hormigón tradicional, en la Figura 2-4, se pueden ver los resultados entre un ensayo de escurrimiento de un HAC y un ensayo de cono de Abrams de un hormigón tradicional. Ambos parten de un procedimiento similar, pero su definición final es radicalmente distinta. Así, se puede apreciar que, el HAC ha fluido de manera homogénea, dando lugar a una torta circular de espesor aproximadamente constante, mientras que, en el caso del hormigón tradicional, el hormigón se ha asentado, formando un tronco de cono de una altura inferior a la del molde de inicio.



Figura 2-4: Comparativa entre ensayos de escurrimiento de un HAC (izquierda) y un hormigón tradicional (derecha).

El HAC es notablemente más sensible que el hormigón tradicional a pequeñas modificaciones en cuanto a materiales o procedimiento de amasado. Esta propiedad se define como la robustez.

La robustez del HAC cobra una importancia mayor en estado fresco, ya que durante la fase de hormigonado ha de cumplir con las condiciones requeridas. Si bien la mayor influencia en este parámetro se debe a las características y proporciones relativas de los materiales utilizados, se ha comprobado que, el procedimiento de amasado, también va a repercutir, tanto en las propiedades en estado fresco como en estado endurecido [23,24].

Entre las características más influyentes de los componentes sobre las propiedades finales del hormigón destacan: el porcentaje y tipo de aditivo superplastificante, la cantidad de agua, la finura del fíller añadido (a mayor superficie específica, mayor cantidad de agua demandada), así como la granulometría y la geometría de los áridos.

A la hora de amasar un HAC, el tiempo de amasado, la energía de mezclado y el tamaño y tipo de la hormigonera son los parámetros que pueden generar cambios en la robustez deseada.

El comportamiento en estado fresco del hormigón, se puede estudiar mediante el uso de reómetros. Además, se han propuesto métodos empíricos, representados en ensayos normalizados rápidos y sencillos, aplicables tanto en laboratorio como en obra, y que sirven para valorar si el hormigón presenta las propiedades adecuadas para su puesta en obra.

Los requerimientos para poder considerar un hormigón como HAC en Europa están recopilados en la norma EN 206:2013+A1, "Concrete - Specification, performance, production and conformity," [25].

2.1.3 Propiedades mecánicas

A pesar de que la principal característica del HAC sea su comportamiento en estado fresco, las modificaciones que se realizan en la dosificación van a tener una cierta repercusión en el hormigón endurecido frente a las propiedades exhibidas por los hormigones tradicionales, mejorando algunas de ellas, como mayor resistencia a compresión o mejor durabilidad y, empeorando otras, como menor módulo elástico o mayor retracción.

La ganancia en resistencia a compresión y la mejora en la durabilidad es consecuencia de propiciar una matriz más cerrada, más compacta y, por lo tanto, con menos poros. Estas características, se justifican por el mayor contenido de finos y la dosificación con una relación agua/cemento menor. Sin embargo, este aumento en el contenido de pasta, es la razón por la cual el módulo elástico es menor y la retracción mayor.

Los procedimientos y requerimientos mecánicos exigidos a los HAC son similares a los exigidos para los convencionales, con el matiz de que para altas resistencias es necesario tener un cuidado especial en cuanto a la retracción.

2.1.3.1 Resistencia a compresión

La característica más significativa de un hormigón es su resistencia a compresión, ya que, de una manera genérica, da una idea de la calidad material. Una mayor resistencia, deriva en mayor módulo elástico [26], así como implica una pasta más cerrada, es decir, mejor durabilidad.

Los parámetros que más influyen en la resistencia a compresión del hormigón son: cantidad y tipo de cemento, relación agua/cemento, tipo y contenido de adiciones, tipo y contenido de aditivos, propiedades de los áridos, cantidad de aire ocluido, condiciones de curado, parámetros de ensayo, probeta empleada y edad del hormigón [27].

El uso de aditivos superplastificantes puede reducir la relación agua/cemento hasta en un 40% sin alterar la trabajabilidad del hormigón. Esta reducción en la relación agua/cemento implica un aumento en la capacidad resistente del material. Además, el efecto dispersante que tiene el uso de aditivos superplastificantes, hace que las partículas de cemento se distribuyan de una manera más homogénea por todo la masa fresca, por lo que se obtendrá una hidratación más homogénea, mejorando, de igual manera, la capacidad resistente del hormigón.

A pesar de ser difícil comparar un HAC con un hormigón tradicional debido al gran número de variables que entran en juego (dosificación, amasado, condiciones de ensayo o propiedades en estado fresco), según el Comité Técnico 228-MPS de RILEM [27], existen, principalmente, tres parámetros que modifican el comportamiento entre un HAC y uno convencional ya endurecidos:

- El uso de aditivos superplastificantes, junto con un mayor contenido de finos, dando lugar a relaciones agua/cemento más bajas que generan estructuras más densas.
- El mayor contenido de finos y la consecución de pastas más fluidas, que darán lugar a una mejor adherencia entre pasta y árido.

- La presencia de un menor contenido de árido, como consecuencia directa de utilizar un mayor contenido de pasta, que propicia una distribución de esfuerzos más uniforme sobre el hormigón.

2.1.3.2 Relación tensión-deformación

El módulo elástico se emplea en el caso de los hormigones armados para determinar, tanto las deformaciones de las estructuras en servicio, como la distribución de esfuerzos en la sección resistente. En el caso de los hormigones pretensados tiene un papel aún más relevante, ya que es el responsable del acortamiento elástico que dará lugar a una serie de pérdidas del pretensado.

El módulo elástico de un hormigón dependerá de tres factores; del módulo elástico de los áridos, del módulo elástico de la pasta y de la configuración de la interfase pasta-árido.

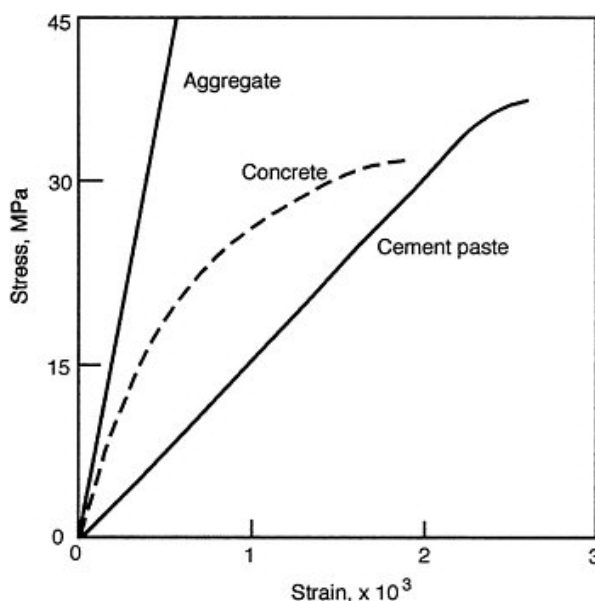


Figura 2-5: Relación tensión-deformación de la pasta de cemento, el árido y el hormigón [28].

En la Figura 2-5, se puede apreciar que la rigidez de los áridos es superior a la de la pasta de cemento. En principio, es fácil de entender que, especialmente durante la fase inicial, el módulo elástico del hormigón se encuentre entre el del árido y el de la pasta de cemento. También se puede apreciar, que esta parte lineal es bastante pequeña, lo cual se achaca a la aparición de microfisuras en la interfase entre la pasta y el árido, las cuales irán creciendo hasta que se produzca el fallo del hormigón.

La presencia de las microfisuras citadas en el párrafo anterior justifica la no linealidad del hormigón y la relevancia de aspectos como la geometría (angulosidad) y rugosidad de los áridos empleados, ya que estos parámetros repercutirán en la adherencia entre la pasta de cemento y el árido y por tanto, en los valores del módulo elástico del conjunto.

En los HAC existe una mayor proporción de pasta respecto a los hormigones convencionales, por lo que, el módulo elástico de los HAC es, de manera genérica, menor al de los hormigones convencionales. También es importante tener en cuenta que, el módulo elástico de la pasta de cemento será tanto mayor cuanto menor sea la cantidad de agua, ya que este agua se evaporará dando lugar a una red de microporos [29].

El Comité Técnico 228-MPS de RILEM on Mechanical Properties of Self-Compacting Concrete [9] señala que, además de una reducción en el módulo elástico, también se aprecia un incremento en el valor máximo de la deformación del HAC frente al hormigón tradicional cuando ambos presentan la misma resistencia a compresión. También se menciona, que esta reducción en el módulo elástico puede fluctuar en función de la adición que se utilice.

2.1.3.3 Resistencia a tracción

Según Neville et al. [30], existe una relación entre la resistencia a compresión y la resistencia a tracción: a mayor resistencia a compresión, mayor resistencia a tracción, aunque dicha relación no será lineal, ya que cuanto mayor sea la resistencia a compresión, menor será el incremento en la resistencia a tracción.

Reconocida la relación entre la resistencia a compresión y la resistencia a tracción, los parámetros que van a influir sobre la resistencia a tracción y los que van a influir sobre la resistencia a compresión serán los mismos. Aunque en el caso de la resistencia a tracción, se le da un papel principal a la interfase pasta-árido.

Asumiendo que la interfase pasta-árido es un factor clave de la resistencia a tracción, se pueden encontrar estudios que indican que la resistencia a tracción de los HAC es mayor a la de los hormigones convencionales [31,32], que no existen diferencias apreciables entre la de uno y la del otro [33,34] o, incluso, que se reduce la resistencia a tracción [29]. Una de las razones de esta falta de consenso es la dependencia del tipo de árido empleado [9], siendo mayor la resistencia a tracción cuando mayor sea la concentración y el tamaño máximo del árido.

2.1.3.4 Retracción

La retracción es el acortamiento que sufre el hormigón con el tiempo, y viene condicionada por el gradiente de humedad entre el hormigón y el medio que lo rodea (retracción por secado) o la pérdida de agua que se consume durante la hidratación del cemento (retracción autógena).

La retracción por secado sucede al terminar el fraguado del hormigón y la autógena se manifiesta cuando la mezcla permanece aún en estado fresco.

La retracción autógena se ve incrementada en hormigones con altos contenidos de cemento y baja relación agua/cemento (<0.42). Esto se magnifica cuando se usan adiciones activas y filler [35], por lo que es fácil deducir que los HAC sufrirán mayor retracción que los hormigones convencionales.

La retracción por secado aumenta cuanto mayor sea el contenido de finos y menor sea el contenido de árido grueso, mientras que disminuye, cuanto menor sea la relación agua/cemento. La velocidad de secado es un factor que tiene gran importancia en la retracción por secado. Cuando la velocidad de secado es muy rápida, se pueden generar esfuerzos de tracción dentro del material, esfuerzos que pueden ser superiores a la pequeña resistencia tracción del hormigón, lo que daría lugar a lo que se conoce como fisuración por retracción. Para controlar dicha fisuración, se aconseja controlar el curado durante al menos los 7 primeros días [36].

Esta fisuración por retracción será tanto más factible cuanto mayor sea la restricción al movimiento que tenga el hormigón y mayor sea la retracción de la pasta [37].

Las relaciones agua/cemento bajas promueven una retracción autógena acelerada, además, las distintas adiciones que lleve el hormigón influirán en la retracción a temprana edad [38].

2.1.4 Propiedades de durabilidad

La durabilidad del hormigón depende, principalmente, de la capacidad que tienen los agentes agresivos de penetrar dentro del hormigón, lo que se puede traducir por la posibilidad de los fluidos de circular por el hormigón, es decir, está condicionada por su permeabilidad. Dentro del hormigón, los agentes agresivos se pueden desplazar o bien a través de la red capilar o bien a través de la interfase pasta-árido.

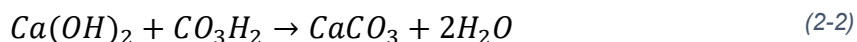
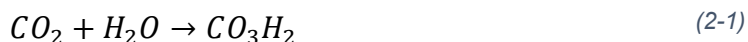
La velocidad con la que estos agentes agresivos deterioran el hormigón dependerá de la temperatura, la humedad y la permeabilidad del mismo [5]. Por esta razón, es fundamental recordar que, la microestructura del hormigón, dependerá de factores como tipo y contenidos de adiciones, relación agua/cemento, tipo y proporción de aditivos y procedimiento de mezclado.

Las principales causas que pueden dañar al hormigón son: carbonatación, ataque por cloruros, ataque por sulfatos, ciclos de hielo-deshielo, choque térmico y relación álcali-árido [39].

2.1.4.1 Carbonatación

Se define como carbonatación la reacción química que se produce entre la portlandita y el anhídrido carbónico presente de la atmosfera, el cual penetra en el hormigón, junto con el vapor de agua, a través de los conductos capilares.

Dicha reacción consta de dos fases. En la primera fase, ecuación (2-1), el dióxido de carbono reacciona con el agua formando ácido carbónico. En la segunda fase, ecuación (2-2) el ácido carbónico se combina con el hidróxido de calcio, dando lugar a carbonato cálcico insoluble.



Una vez que el hormigón ha fraguado, el pH del material se encuentra entre 12 y 13. Por esta razón, el hormigón pasiva a las armaduras, evitando que éstas se corroan. El problema al generalizarse la carbonatación, no es tanto la pérdida de propiedades mecánicas, sino la reducción del pH del hormigón hasta valores del orden de 9 ó 9.5, lo que inhibe la acción pasivante sobre el acero y aumenta la susceptibilidad de éste a corroerse.

Cuando el acero se corroe aumenta de volumen, lo que implica que, al estar embebido en el hormigón, genera unas tensiones en el mismo, dado que éste debe contrarrestar esa expansión interna. Además, en el hormigón que rodea las armaduras que están en el contorno de la pieza, dichas tensiones serán de tracción, lo que puede saltar el recubrimiento de hormigón.

Respecto a la influencia de utilizar un HAC y un hormigón convencional frente a la carbonatación del mismo, Assie et al. [40] determinó, para ensayos de carbonatación acelerada, que el HAC presenta unas velocidades de carbonatación ligeramente mayores, mientras que Schutter et al. [39], basado en la limitada experiencia dentro de este ámbito, concluye que, a efectos de la carbonatación, no existen grandes diferencias entre un HAC y un hormigón convencional.

2.1.4.2 Ataque por cloruros

La presencia de cloruros dentro del hormigón puede tener varios orígenes; estar sumergido total o parcialmente en agua de mar, estar alguna de sus caras en una zona donde se puede depositar sal, por ejemplo, la sal de los deshielos o debido al contacto con la niebla salina común en zonas próximas al mar.

Los iones de cloro penetran en la red capilar del hormigón, generalmente disueltos en agua. Una parte de ellos reaccionan químicamente con el aluminato tricálcico del cemento, dando lugar a la sal de Friedel. Otra parte de los iones cloruro queda inmovilizada por enlaces físicos. Por último, el resto permanece en forma de cloruros libres en la solución presente en la red capilar [41].

El ataque surge por dos vías: los iones cloruro en estado libre propician la corrosión por picaduras de la armadura y, la cristalización de las sales al evaporarse el agua, genera un aumento de volumen. Estas expansiones dan lugar a unas tensiones internas en el hormigón, que pueden derivar en la fisuración del mismo.

El daño sufrido por el hormigón va a depender de la estructura capilar del hormigón y de la composición iónica del mismo. Zhu et al. [41] indica que un HAC no va a tener una penetración de cloruros menor que un hormigón convencional de la misma resistencia a compresión o fabricado con la misma relación agua/cemento. También, se remarca la importancia de la adición empleada, especialmente cuando la misma tiene carácter puzolánico [42,43].

2.1.4.3 Ataque por sulfatos

El ataque por sulfatos consiste en que, una vez que los sulfatos penetran por la red capilar del hormigón ya endurecido, éstos reaccionan con el aluminato tricálcico del cemento, dando lugar a la formación de sulfoaluminato tricálcico hidratado (ettringita, bacilo de cemento o sal de Candlot), compuesto expansivo que ocupa 2,5 veces el volumen original. Este aumento de volumen dentro de la red capilar da lugar a tensiones internas que pueden llegar a fisurar el hormigón. En condiciones de bajas temperaturas ($<15\text{ }^{\circ}\text{C}$) y alta humedad, se puede generar una sal compleja denominada taumasita, que puede deteriorar el hormigón sin necesidad de expandirse, ya que debilita la matriz de gel C-S-H, pero este fenómeno, se desarrolla a una velocidad muy lenta.

El procedimiento más habitual para controlar el ataque por sulfatos, es elegir el tipo de cemento que se va a utilizar. En el caso de los HAC, en especial, se recomienda el uso de adiciones con carácter puzolánico como las cenizas volantes, el humo de sílice o la escoria de horno alto, debido a que densifican la matriz del hormigón, reduciendo la red capilar. Por el contrario, el uso excesivo de filler calizo hace que el hormigón sea más propenso a la aparición de taumasita [39]. Este efecto se acentúa a mayores cantidades de cemento [44].

2.1.4.4 Ciclos de hielo-deshielo

En el proceso de solidificación de las moléculas de agua líquida a hielo, se produce un aumento de volumen de un 9%. Cuando esta transformación ocurre para el agua presente en la red capilar del hormigón, el aumento de volumen genera unas tensiones internas sobre el material, degradando el mismo a cada ciclo de hielo-deshielo.

El daño sufrido por el hormigón depende de la capacidad que tengan los agentes externos, en este caso el agua, de penetrar dentro del hormigón. Por lo que, la resistencia frente a ciclos de hielo-deshielo está condicionada, principalmente, por la facilidad para penetrar el agua dentro del hormigón (permeabilidad) a través de la red de microporos del mismo. Esta porosidad viene definida en función de si la pasta hidratada es más o menos cerrada, en lo que influye la relación agua/cemento, las condiciones de curado y el tipo de cemento elegido.

Como medida recomendada para controlar el deterioro provocado por los ciclos de hielo-deshielo, se recomienda el uso de aditivos aireantes. Estos aditivos generan una estructura estable y ordenada de pequeñas burbujas, las cuales, en principio, no llegarán a saturarse de agua y, por lo tanto, absorberán dicho aumento del 9% de volumen del agua sin transmitir tensiones al hormigón. En el caso del HAC, es preciso tener la precaución de analizar la compatibilidad entre el aditivo superplastificante y el aireante [5].

No existen grandes diferencias entre hormigones convencionales y HAC en cuanto a la durabilidad frente a ciclos de hielo-deshielo [39].

2.1.4.5 Reacción álcali-árido

La reacción árido-álcali, engloba, principalmente, tres tipos de reacción: álcali-sílice, álcali-carbonato y álcali-silicato [11].

La solución intersticial tras la hidratación del cemento está compuesta, entre otros, de hidróxidos de sodio y potasio (alcalinos) los cuales, al disolverse con el agua proveniente del exterior, pueden reaccionar con minerales silíceos de algunos áridos, dando lugar a gel de sílice, el cual sufre un aumento de volumen importante, lo que puede dar lugar a esfuerzos sobre el hormigón. Para que la reacción se produzca, deben existir cantidades de sílice reactiva y de álcalis disponibles en proporciones suficientes y la presencia de agua aportada desde el exterior.

En la actualidad, hay muy poca información contrastada respecto a la reacción árido-álcali en el HAC. Pero se está utilizando el conocimiento adquirido en los hormigones convencionales, ya que las propiedades obtenidas al caracterizar los HAC en presencia de humedad, la alcalinidad de la solución intersticial y la presencia de áridos reactivos, no difieren, en gran medida, de las de los hormigones convencionales.

2.2 Hormigón reciclado

La EHE-08 [5] define el hormigón reciclado como el hormigón fabricado con árido grueso proveniente del machaqueo de residuos de hormigón. En la actualidad, esta definición se podría modificar, ya que, a pesar de que algunas normativas no acepten el uso de árido fino reciclado [5], es un tema en el que se centran un amplio número de investigadores, obteniendo resultados prometedores [45–51]. Por otro lado, los materiales que se reciclan como árido para la fabricación de hormigón abarcan un abanico mucho más amplio que el uso exclusivo de árido proveniente de machaqueo de residuos de hormigón. Los materiales que más habitualmente se usan como áridos reciclados dentro del hormigón son: escorias siderúrgicas, metacaolín, plásticos, vidrio, cerámicos, etc. [52], existiendo incluso catálogos que clasifican los áridos reciclados en función de su origen [53].

El uso de los áridos reciclados supone una mejora a nivel ambiental [54,55] y, también, puede conllevar un ahorro a nivel económico. A nivel ambiental, el beneficio se debe a la reducción en la extracción de árido natural de las canteras y a la disminución del volumen de residuos enviados a vertedero. Además, se consigue un mayor control de los residuos que se generan, ya sea en una planta de prefabricados, o de obras y demoliciones, permitiendo gestionar estos residuos de manera más sostenible.

El ahorro económico se justifica, por un lado, por no tener que adquirir, transportar y acopiar el árido natural proveniente de cantera y, por otro lado, por evitar el transporte y las tasas de vertedero de los residuos generados.

Un diseño óptimo partiría de la idea de reemplazar la construcción obsoleta por otra en la cual se utilicen como áridos los desechos generados durante la demolición de aquella, cerrando, de esta manera, el ciclo de vida de los materiales, véase Figura 2-6.

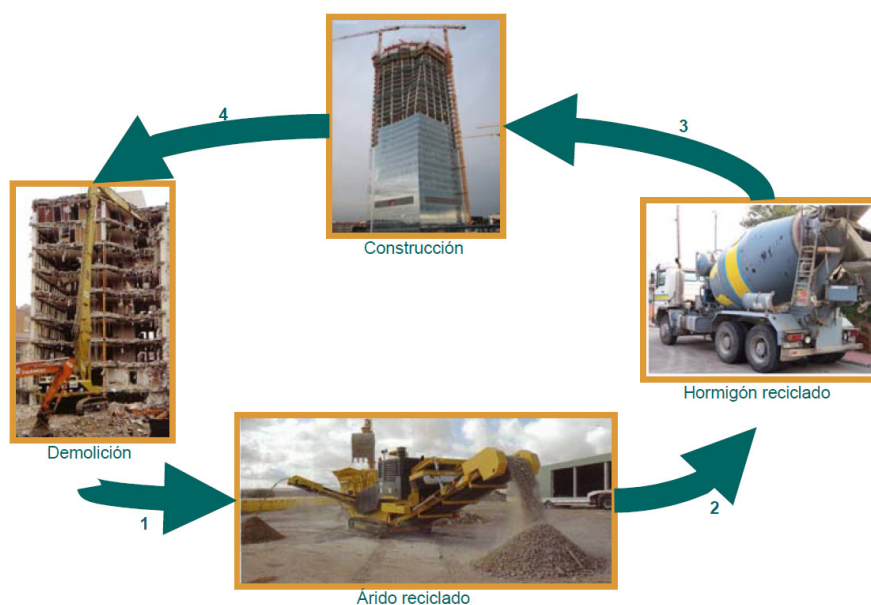


Figura 2-6: Ciclo de vida óptimo del hormigón reciclado [56].

Históricamente, el uso del hormigón reciclado se remonta al final de la Segunda Guerra Mundial. En dicha época, se juntó, por un lado, la necesidad de construir rápido y, por otro, la acumulación de un gran volumen de residuos procedentes de los edificios derruidos durante la guerra [57–60]. Geográficamente, esta situación se focalizó, especialmente, en Inglaterra y en Alemania.

En el año 1978, Nixon publico la primera revisión bibliográfica en la cual remarcaba la importancia de la demolición selectiva para evitar, en la medida de lo posible, la presencia de impurezas en el árido [61]. También, hacía referencia a la perdida de trabajabilidad que supone el uso de árido reciclado.

Ocho años más tarde, Hansen, en el año 1986, determinó que la fracción por debajo de 2 mm debía ser excluida del uso como arena reciclada debido a su elevada absorción y a su posible presencia de contaminantes [62].

En el año 2002 el comité 555 de ACI [63], proporcionó información para la correcta obtención de áridos para su posterior uso en hormigones reciclados.

En años sucesivos, un gran número de investigadores han desarrollados amplios estudios para entender mejor el comportamiento del hormigón reciclado [45,48,64].

El desarrollo de los aditivos superplastificantes de nueva generación ha permitido un gran avance en el mundo de los hormigones reciclados. Esto es debido a que se pueden lograr un correcto comportamiento en estado fresco sin necesidad de incrementar en gran medida la relación agua/cemento [65–67].

Una prueba fehaciente de que el mundo de la ingeniería civil aboga por el respeto al medioambiente buscando soluciones como el uso del hormigón reciclado, se ve reflejado en un aumento exponencial en la publicación de artículos científicos en el ámbito del “hormigón reciclado”. En la Figura 2-7, se puede apreciar el número de publicaciones, según Scopus, desde el año 1995 hasta el 2018. En esta figura, se puede ver con claridad como a partir del año 2008 se produce un cambio drástico en el número de publicaciones por año.

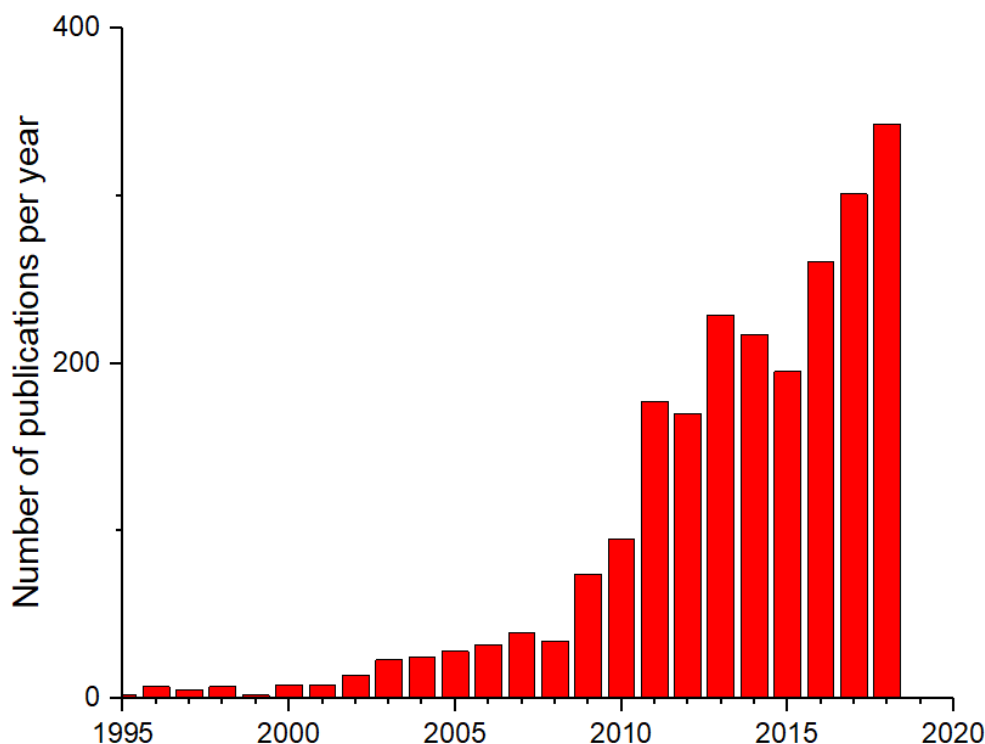


Figura 2-7: Evolución del número de publicaciones anuales sobre hormigón reciclado (RC) según scopus.

2.2.1 Dosificaciones

La principal diferencia entre las características de los áridos naturales procedentes de cantera y de los áridos reciclados procedentes de hormigón radica en la presencia de mortero adherido en la superficie de muchas de las partículas obtenidas tras el triturado del hormigón [48,68–70]. Este mortero adherido modifica algunas propiedades de los áridos que tendrán una cierta influencia en el hormigón que se fabrique con ellos. Así, los parámetros más afectados son, por un lado, la mayor absorción y menor densidad de los áridos provenientes de hormigón triturado y, por otro, la geometría de estas partículas [71–74]. La mayor absorción repercute en la necesidad de incorporar una cantidad superior de agua para obtener una misma trabajabilidad del hormigón. La menor densidad de los áridos se verá reflejada en una menor densidad del hormigón reciclado. La geometría más irregular de estos nuevos áridos implicará, no solo una peor trabajabilidad, sino que será precisa una mayor cantidad de agua para lubricar toda la superficie de los áridos.

Es fundamental comprender que estos áridos reciclados pueden resultar heterogéneos, ya no solo por proceder de distintos orígenes [75,76], sino, también, por depender del proceso de trituración que se utilice. Este último influirá en la geometría del árido y en la cantidad de mortero adherido [77,78]. Para determinar de manera precisa la cantidad de mortero adherido al árido natural, C. Thomas et al. [79], definieron un procedimiento mediante tomografía axial computarizada, el cual permite discretizar el árido y la pasta de cemento presentes.

Las EHE-08 [5] indica que si se sustituye un porcentaje igual o menor al 20% del árido grueso total, no será preciso realizar ninguna modificación sobre la dosificación. No obstante, recomienda ajustar la dosificación de cara a cumplir con las exigencias, tanto en estado fresco como endurecido.

Como consecuencia de la experiencia previa que existe en el uso de áridos reciclados, gran parte de las normativas permiten su uso bajo unas ciertas limitaciones. En la Tabla 2-1, se presenta un resumen de los porcentajes de sustitución en peso permitidos en una serie de países [80,81].

Tabla 2-1: Resumen del porcentaje de sustitución por árido reciclado permitido en cada país.

País	Tipo o clase de árido	Porcentaje de sustitución permitido	
		Tipo 1 ^b (%)	Tipo 2 ^b (%)
Alemania	X0 (grueso)	< 45	< 35
	XC1 a XC4 (grueso)	< 45	< 35
	XF1 y XF3 (grueso)	< 35	< 25
	XA1 (grueso)	< 25	< 25
	Fino	0	0
Porcentaje de sustitución permitido			
Países Bajos	Grueso	< 20	
	Fino	0	
Bélgica	Grueso	< 100	
	Fino	< 100 (con ciertas restricciones)	
Dinamarca	Grueso	< 100	
	Fino	< 20	
UK	Grueso	< 20	
	Fino	0	
España	Grueso	< 20	
	Fino	0	

Siendo el Tipo 1^b restos de hormigón mientras que el Tipo 2^b es material procedente de construcción y demolición.

El aumento de la absorción al utilizar el árido reciclado obliga a tomar medidas para el control del agua a incorporar. Una opción es la saturación de los áridos previa a su introducción en la hormigonera, solución que ha arrojado muy buenos resultados en cuanto al ajuste de la consistencia deseada [82–85]. Sin embargo, como contrapartida, es habitual detectar una pérdida de resistencia, ya que se incrementa la relación agua/cemento efectiva. Debido al gran desarrollo en el campo de los aditivos de nueva generación, varias investigaciones actuales analizan las bondades de la combinación de áridos reciclados con aditivos superplastificantes que permiten reducir la cantidad de agua para una misma trabajabilidad [86–88].

2.2.1.1 Cemento

Actualmente, no existe ninguna limitación adicional a la hora de decidir el tipo de cemento cuando se utilizan hormigones reciclados. Aunque es cierto, que, de manera genérica, el uso de árido reciclado implica una pérdida de resistencia en el nuevo hormigón, por lo que puede resultar necesario un aporte extra de cemento para suplir esa pérdida de resistencia.

2.2.1.2 Áridos

Dado que la diferencia principal entre un hormigón reciclado y uno convencional radica en sus áridos, merece la pena analizar cómo varían las propiedades de los áridos reciclados frente a los áridos naturales provenientes de cantera.

Como ya se ha indicado previamente, la principal diferencia entre el árido reciclado y el árido natural, radica en la presencia de mortero adherido al árido original. Resulta evidente que este tipo de árido es susceptible de una gran heterogeneidad, ya que las propiedades de estos áridos dependerán tanto de las propiedades como del volumen de mortero adherido.

2.2.1.2.1 Fracción gruesa

Las principales propiedades afectadas por el uso de los áridos gruesos reciclados son: densidad, porosidad, absorción, forma, granulometría, machacabilidad y su comportamiento mecánico.

2.2.1.2.1.1 Densidad, porosidad y absorción

La densidad, la porosidad y la absorción son parámetros clave a la hora de determinar la dosificación, pudiéndose ver reflejado en la necesidad de aumentar la cantidad de agua para alcanzar una cierta trabajabilidad. Por lo que estas variaciones en las propiedades de los áridos deberán ser tenidas en cuenta a la hora de definir la dosificación.

De manera general, la densidad de los áridos reciclados es menor a la de los áridos naturales, ya que el mortero adherido es menos denso que el árido natural. Limbachiya et al. [71] observaron una reducción de entre el 7-9% en la densidad. Sagoe-Crentsil [72], obtuvieron una reducción de hasta un 17%.

De manera general, los áridos reciclado presentan una mayor porosidad y absorción como consecuencia a la existencia del mortero adherido que permite absorber una mayor cantidad de agua. Shayan y Xu [73], encontraron un aumento del 4.2% en la absorción de los áridos reciclados, Mientras Sagoe-Crentsil [72] y Limbachiya et al. [71], encontraron un aumento de entre el 1-2.5%. Etxeberria et al. [74] proponen que, el porcentaje de reemplazo de árido natural por árido reciclado, esté acotado por una absorción promedio del árido de un 5%.

2.2.1.2.1.2 Geometría y granulometría

La geometría de las partículas va a influir en la trabajabilidad del hormigón: un incremento en la superficie específica del árido precisará una mayor cantidad de agua y de mortero para recubrir el árido de manera completa. Adicionalmente, una geometría lajosa de los áridos, puede producir graves problemas de trabajabilidad en el hormigón.

Etxeberria et al. [74] indican que, el proceso de trituración de los áridos y la trituradora utilizada tienen una gran influencia en las propiedades geométricas de estos áridos. Por esta razón, puede haber una gran variabilidad en los distintos áridos reciclados.

Los áridos naturales presentan, generalmente, geometrías angulosas con aristas romas. Sin embargo, en los áridos reciclados debido a la menor resistencia del mortero adherido serán más redondeados.

En cuanto a la granulometría, Sagoe-Crentsil [57] y Limbachiya et al. [56], obtuvieron granulometrías de los áridos reciclados válidas para la fabricación de hormigón.

2.2.1.2.1.3 Índice de machacabilidad y desgaste de Los Ángeles

Estos dos índices evalúan la resistencia de los áridos, simbolizando la durabilidad de los mismos [39]. Varios autores han encontrado que los áridos reciclados son más susceptibles de deteriorarse, quedando patente la debilidad del mortero frente a la del árido natural, es decir, es mucho más fácil que se disgregue el mortero que el árido natural [72,73,89].

El uso de áridos gruesos reciclados (CRA), está aceptado por las normas respetando unos ciertos porcentajes de sustitución, en el caso de la EHE-08 es un 20%, sin realizar cambios sobre las dosificaciones. Para sustituciones mayores se recomienda el ajuste de la dosificación como consecuencia de la mayor absorción de los áridos. Dicho aumento de absorción implicará un aumento en la relación agua/cemento o la adición de aditivos superplastificantes para obtener la misma trabajabilidad. En el caso de obtener esa trabajabilidad mediante un incremento de agua, las propiedades mecánicas y la durabilidad del hormigón se verán afectadas.

2.2.1.2.1.4 Fracción fina

Principalmente, existen dos razones para que estas partículas no estén bien consideradas como árido para la fabricación de hormigón reciclado: presencia de impurezas y alta absorción. Es muy difícil controlar los contaminantes que pueden existir dentro de esta fracción fina, especialmente la presencia de arcillas. El problema se puede solventar mediante un machaqueo cuidadoso, especialmente cuando se trata de elementos prefabricados [48]. El aumento de la absorción que se produce al utilizar partículas finas recicladas, se puede mitigar mediante el uso de aditivos superplastificantes. Cheng-Chih Fan et al. concluyen que no únicamente las propiedades de estos árido fino reciclado [<5 mm] (FRA) dependen del material de origen y de la presencia de impurezas, sino que influye, en gran medida, el procedimiento de machaqueo de los mismos [90].

Los primeros resultados de estudios sobre el uso de FRA para la fabricación de hormigón [91–93] son la razón de que las normas existentes sean muy restrictivas en cuanto al empleo de esta fracción granulométrica. Posteriormente, otros autores han continuado incorporando esta fracción granulométrica, obteniendo muy buenos resultados [94,95].

La densidad y la absorción de esta fracción fina ha sido ampliamente analizada. De manera general, la densidad de estas arenas es menor y la absorción es mayor, lo que supone una mayor demanda de agua. Evangelista y De Brito [81] en su artículo “Concrete with fine recycled aggregates: a review” hacen una comparativa de estas propiedades en base a las publicaciones más representativas acerca de hormigón con árido fino reciclado. En la Tabla 2-2, se expone un resumen de las propiedades físicas de los FRA.

Tabla 2-2: Resumen de las propiedades físicas de árido fino según diversos autores [81].

Artículo	ρ_d (g/cm ³)	ρ_{ssd} (g/cm ³)	ρ_a (g/cm ³)	W (%)
Hasaba et al. [96]	---			11.0
Chan [68]	2.28	2.31		9.8
Kikushi, Dosho, Narikawa, and Miura [97]	2.06–2.23			7.3–10.0
Fumoto and Yamada [98]	0.99–2.18			8.1–11.4
Katz [99]	2.23			12.7
Lin et al. [100]	2.25			11.3
Khatib [47]	2.34			6.2
Solyman [60]	2.36	2.48	2.56	8.0
Evangelista [48]	1.91	2.17	2.56	13.1
Levy and Helene [101]		2.32		10.3
Kou and Poon [95]	2.34			11.9
Pereira et al. [102]	2.01	2.23	2.57	10.9
Yaprak et al. [103]	2.31			4.28
Wang [104]	1.95	2.16		10.7
Promedio	2.18	2.28	2.56	9.9
Desviación estándar	0.15	0.11	0.00	2.4

ρ_d : Densidad seca

ρ_{ssd} : Densidad saturada superficie seca

ρ_a : Densidad aparente

W: Absorción

En lo referente a España, el uso de árido fino reciclado no está contemplado en la EHE-08 [5], lo cual está justificado en base a que al proceder de una operación de machaqueo, en esa fracción se acumulan los contaminantes aportados por el material de origen y las partículas de peor calidad surgidas tras la trituración.

2.2.1.3 Aditivos

No se han encontrado incompatibilidades entre los tipos habituales de aditivos y los áridos reciclados. Es, por ello, habitual que, en muchas publicaciones, se recomiende el uso de superplastificantes con el fin de evitar un aumento en la relación agua/cemento para conseguir una cierta trabajabilidad [86,102,105].

2.2.1.4 Agua

La cantidad de agua necesaria para fabricar un hormigón es un parámetro clave tanto para la resistencia mecánica como para la durabilidad. Por esta razón, la cantidad de agua, o más precisamente la relación agua/cemento, ha de ser especialmente controlada en los hormigones con áridos reciclados como consecuencia de la mayor absorción de estos últimos.

Para el control de la cantidad de agua a incorporar al dosificar un RAC, se han propuesto diversos procedimientos de dosificación-amasado. En un primer lugar, si se presaturan los áridos, se ha determinado que parte del agua absorbida por el mortero adherido, es expulsada durante el proceso de amasado, incrementando la relación agua/cemento efectiva y, por lo tanto, afectando a la resistencia mecánica. Ferreira et al. [106], optaron por una solución intermedia, presaturando de manera parcial los áridos, consiguiendo una interfase pasta/árido más homogénea que en el caso de presaturación total. Otros autores han optado por añadir, en la hormigonera, un porcentaje de agua superior al teórico para compensar la absorbida por estos áridos reciclados durante el amasado [48,59,107]. En estos casos, encuentran una interfase pasta/árido más cohesiva.

Tam et al. [108], definieron un procedimiento de amasado denominado “Two stage mixing approach”, obteniendo buenos resultados. Este método se basaba en una primera fase de amasado donde se mezclan todos los componentes menos el cemento, seguida por otra donde se añade el cemento.

2.2.2 Propiedades mecánicas

Resulta fácil entender que, si los áridos reciclados tienen distintas propiedades que los áridos naturales, los hormigones reciclados manifiesten un comportamiento diferente al de los hormigones convencionales. En este apartado se va a realizar una comparativa entre las principales propiedades mecánicas (resistencia a compresión y módulo elástico) de los hormigones reciclados y de los hormigones convencionales.

2.2.2.1 Resistencia a compresión

La resistencia a compresión de un RAC es una propiedad que viene condicionada por diversos factores como: cantidad de cemento, relación agua/cemento, porcentaje de árido reciclado sustituido o cantidad de mortero adherido en el árido reciclado. La influencia de la incorporación del árido reciclado es diferente cuando únicamente se reemplaza el árido grueso a cuando la sustitución afecta tanto a este como al árido fino.

De manera general, se puede decir que, la sustitución de hasta un 30% de árido grueso, no provoca variaciones de resistencia para una misma dosificación. Por esta razón, varias normativas limitan al 20% el reemplazo de árido reciclado, véase Figura 2-8. Limbachiya et al. [71] analizaron la evolución de la resistencia a compresión en función de la relación agua/cemento, véase Figura 2-8 (a). Para valores de relación agua/cemento superiores a 0.25 no se aprecian diferencias entre la resistencia a compresión del hormigón de referencia y el que tiene un 30% de sustitución. También se puede observar que, un reemplazo del 100%, implica una pérdida de aproximadamente un 10% en la resistencia, siendo tanto mayor cuanto mayor sea la relación agua/cemento. Etxeberria et al. [74], analizaron la evolución de la resistencia a compresión a lo largo del tiempo para distintos porcentajes de sustitución (0, 25, 50 y 100), véase Figura 2-8 (b). De

igual manera que Limbachiya et al., encontraron que no había diferencias significativas entre el hormigón patrón y el que tenía un 25% de árido reemplazado. Así mismo, una sustitución total por árido reciclado supone una pérdida de resistencia a compresión de aproximadamente el 10%. Yang et al. [109], relacionaron esta pérdida de resistencia a compresión con la absorción de los áridos reciclados. Para ello, fabricaron hormigones usando varios tipos de árido, obteniendo pérdidas mayores cuanto mayor era la absorción de los áridos reciclados.

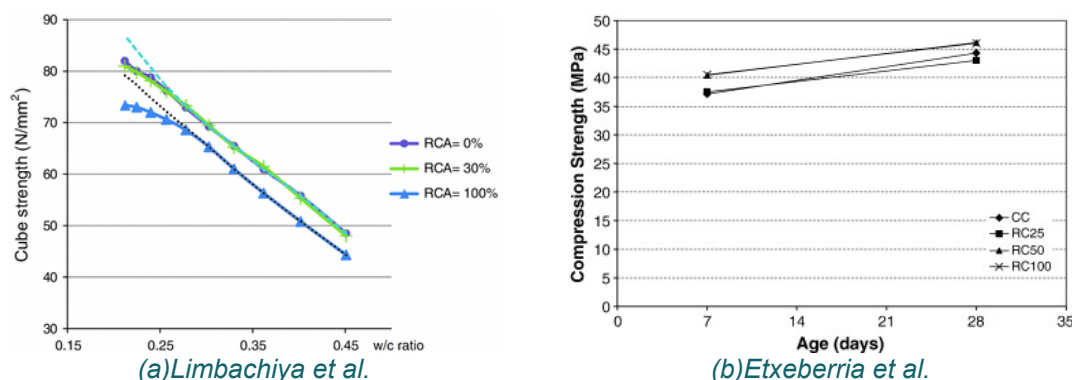


Figura 2-8: Evolución de la resistencia a compresión en función de la relación agua cemento y edad para distintos porcentajes de sustitución de árido [71,74].

Los áridos finos reciclados pueden ser notablemente más restrictivos que los áridos gruesos debido a que pueden presentar una mayor absorción. Hansen [62] and Hansen and Marga [110] diseñaron un experimento que consistía en una primera fase en la que fabricaban 3 hormigones con árido natural usando tres relaciones de agua/cemento (0.4, 0.7 y 1.2). En la segunda fase, trituraban estos tres hormigones y repetían las mismas dosificaciones, pero usando en vez de árido natural cada uno de los 3 tipos de árido reciclado obtenidos en la primera fase. Al comparar los resultados obtenidos en estas 9 amasadas con las resistencias de los hormigones de partida, se comprobó que había una pérdida de entre un 8 y un 60%. En un estudio similar pero con unas relaciones agua/cemento de 0.41 y 0.78, Wainwright et al. [111] determinaron una pérdida de entre un 21 y un 38%.

Como resumen, respecto a la resistencia a compresión de los hormigones con áridos reciclados, se podría decir que:

- Las propiedades del hormigón reciclado dependerán de las propiedades de los áridos, principalmente: cantidad de mortero adherido y absorción.
- Un reemplazo moderado de árido grueso no modificará, de manera apreciable, las propiedades del hormigón reciclado. Este porcentaje de sustitución se sitúa en torno al 30%.
- Los áridos finos reciclados tienen una mayor variabilidad de propiedades, lo que implica una posible mayor dispersión en las propiedades del hormigón reciclado, siendo más acusado cuando el material triturado es hormigón de baja resistencia. Por esta razón, se precisa de una caracterización exhaustiva de estos áridos.

2.2.2.2 Módulo elástico

El valor del módulo elástico de un hormigón con árido reciclado viene condicionado por diversos factores como: cantidad de cemento, relación agua/cemento, porcentaje de árido reciclado sustituido o cantidad de mortero adherido en el árido reciclado. Las normativas de hormigón estructural proporcionan fórmulas para estimar el módulo elástico a partir de la resistencia a compresión. Estas fórmulas aportan valores bastante aproximados para los hormigones convencionales, pero no funcionan tan bien para los hormigones reciclados.

El uso de árido reciclado, tanto grueso como fino en el hormigón, de manera general, reduce el módulo elástico del mismo. Esto es debido a que la deformabilidad de los áridos reciclados es mayor que la de los áridos naturales.

Varios autores, [112–115], acotaron la pérdida de módulo elástico entre un 15 y un 40% respecto de los hormigones con áridos naturales. Kakizaki et al.[114], definieron una ecuación que proporcionaba el módulo elástico del hormigón en función de la resistencia a compresión, pero aplicando una corrección dependiente de la densidad. Gerardu et al. [113] and BCSJ [116], obtuvieron resultados similares en cuanto a cómo afecta la incorporación adicional de árido fino. Gerardu et al. obtuvieron una pérdida del 15% al sustituir únicamente el árido grueso por árido reciclado y una pérdida del 40% cuando se sustituyeron ambas fracciones de árido [113]. BCSJ, por su parte observan una pérdida del 25% al sustituir únicamente el árido grueso por árido reciclado y una pérdida del 40% cuando se sustituyeron ambas fracciones de árido [116].

2.2.3 Propiedades de durabilidad

Generalmente, la durabilidad de un hormigón está relacionada con la posibilidad de que agentes externos circulen por el interior de su masa dañándolo. Por esta razón, la permeabilidad del hormigón es un parámetro clave para determinar la durabilidad del mismo, ya que, cuanto menor sea la capacidad de los distintos agentes agresivos de penetrar dentro del hormigón, más durable será este. Los áridos reciclados son más permeables que los áridos naturales, por lo que, en conjunto, por regla general, se podría decir que un hormigón reciclado va a tener un comportamiento menos durable. Aunque es importante tener en cuenta que más importante que el árido resultará la permeabilidad de la pasta. Si se dosifica un hormigón con una pasta muy cerrada (una relación agua/cemento baja y con muchos finos), se podría obtener un hormigón con muy buen comportamiento a largo plazo, incluso usando áridos reciclados.

2.2.3.1 Carbonatación

La carbonatación es un proceso químico en el que reaccionan la portlandita y el CO_2 , modificando el pH del hormigón. Que el hormigón este carbonatado no implica que el hormigón tenga unas prestaciones mecánicas menores, pero esa variación en el pH hace que el hormigón deje de pasivar las armaduras, lo que las convierte en susceptibles de corroerse. La corrosión de las armaduras embebidas en el hormigón conlleva un problema añadido a la pérdida de sección del acero, ya que el producto generado es expansivo, lo que origina unos esfuerzos de tracción sobre el hormigón que producirán la rotura o descascarillado del recubrimiento. En la Figura 2-9, se puede ver un esquema de la evolución del deterioro de un hormigón como consecuencia de la carbonatación.

- El hormigón se carbonata desde la superficie hacia el interior.
- La zona carbonatada crece hasta las armaduras.
- Las armaduras en contacto con el hormigón carbonatado, se empiezan a corroer.
- El proceso expansivo de la corrosión produce que el hormigón se descascarille.

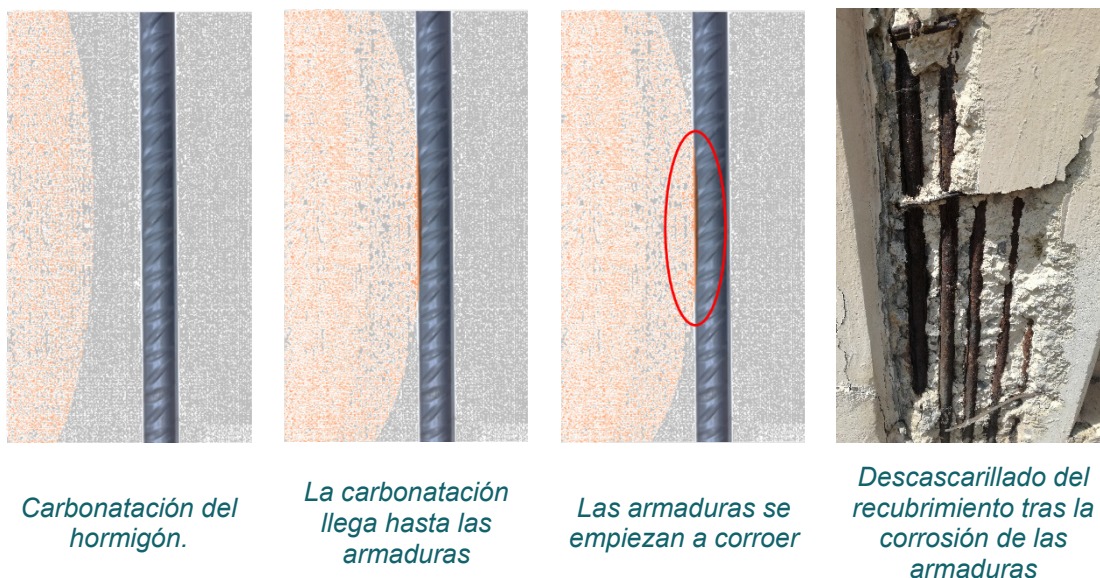


Figura 2-9: Ejemplo de daño sufrido por un hormigón como consecuencia de la carbonatación del mismo.

La mayor parte de los autores concluyen que la presencia de áridos reciclados acelera los procesos de carbonatación [18,64,71,117], lo cual tiene sentido al ser, a priori, más permeable. Sin embargo, Levy et al. [101], obtienen menores zonas afectadas por la carbonatación en las muestras con árido reciclado. Otros autores mantienen que no tiene una influencia apreciable [118].

Distintos autores justifican la falta de consenso en cuanto a cómo afecta el tipo de árido por diversos factores: la relación agua/cemento [64], el procedimiento de amasado [119] o la presencia de adiciones puzolánicas [71]. La Figura 2-10, extraída del trabajo de Xiao et al. [120], muestra la relación entre los valores de carbonatación para un hormigón con árido reciclado en función del porcentaje de árido sustituido obtenidos por distintos autores.

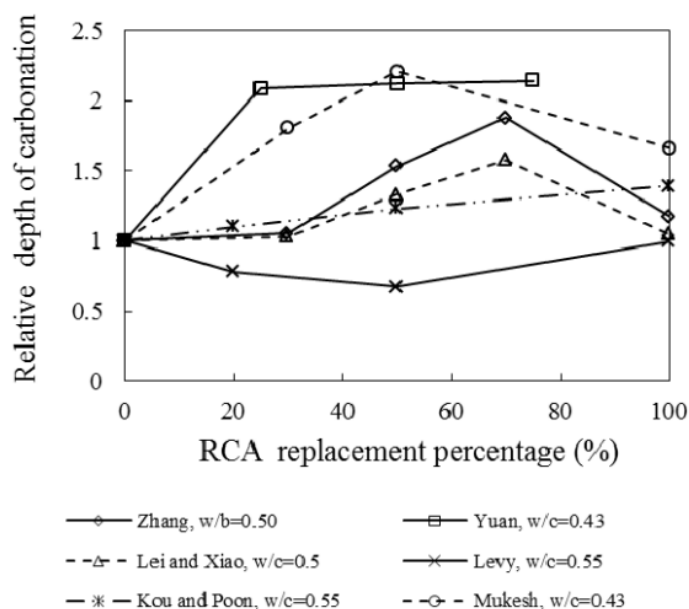


Figura 2-10: Comparativa entre los resultados de carbonatación de hormigones con áridos naturales y reciclados [120].

2.2.3.2 Hielo-deshielo

Los ciclos de hielo-deshielo producen un deterioro muy severo para los hormigones, especialmente en zonas de montaña. El daño que sufre el hormigón tras estos procesos de cambio de estado del agua es consecuencia del aumento de volumen del líquido al solidificarse. En la Figura 2-11, se explica gráficamente el proceso de deterioro que sufre el hormigón durante los ciclos de hielo-deshielo:

- El hormigón siempre tiene una serie de huecos en el interior susceptibles de saturarse.
- El aumento de volumen que se genera durante la solidificación del agua provocará una serie de tracciones que pueden deteriorar al hormigón.

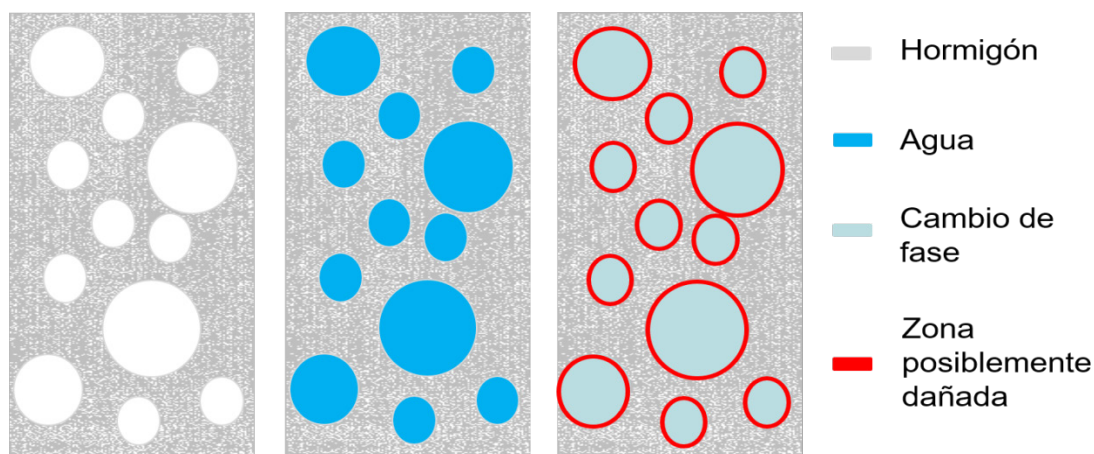


Figura 2-11: Ejemplo de daño sufrido por un hormigón como consecuencia de la exposición a ciclos de hielo-deshielo.

La Figura 2-12, extraída del trabajo de Xiao et al. [120], presenta los valores relativos del comportamiento frente a ciclos de hielo-deshielo obtenidos por distintos autores en función del porcentaje árido natural sustituido por árido reciclado, tomando como referencia el del hormigón convencional.

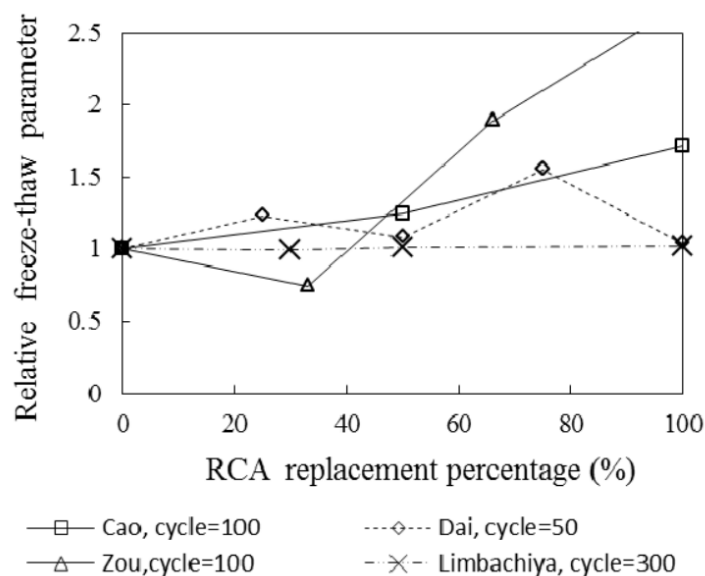


Figura 2-12: Comparativa entre los resultados de ciclos hielo-deshielo de hormigones con áridos naturales y reciclados [120].

2.2.3.3 Penetración de cloruros

La penetración de cloruros es el factor que más influye en la corrosión de las armaduras. Xiao et al. [120], en su review sobre durabilidad de hormigones reciclados, determinan que, la velocidad de difusión de los cloruros por el hormigón con árido natural, se sitúa en el rango $(1-10) \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, mientras que, en el caso de los hormigones reciclados, el intervalo es más amplio, $(1-16) \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$. Esta mayor dispersión de resultados se justifica por la mayor variabilidad en las características de los áridos reciclados, pudiendo tener una influencia notable en la velocidad de propagación de los iones cloro, si bien, los valores reseñados son suficientemente lentos, por lo que no son limitativos para su posible uso como hormigones estructurales.

La Figura 2-13, extraída del trabajo de Xiao et al. [120], recoge la relación entre los valores de penetración de cloruros obtenidos por distintos autores para hormigones con árido natural y con árido reciclado, en función del porcentaje de aquel sustituido.

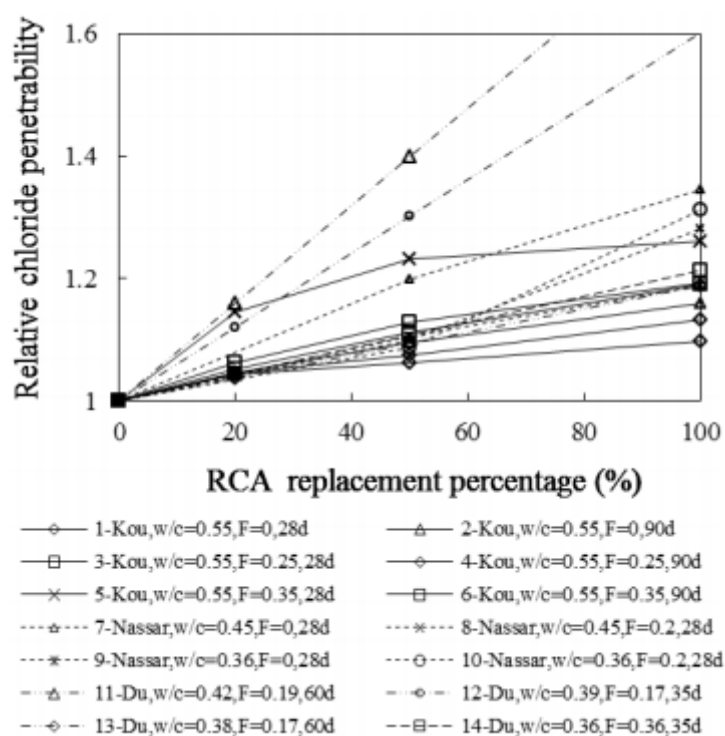


Figura 2-13: Comparativa entre los resultados de penetración de cloruros de hormigones con áridos naturales y reciclados [120].

Las pendientes de los distintos ajustes son significativamente diferentes. No se esgrime una única justificación, destacándose varios factores con influencia en la velocidad de propagación de los cloruros en el hormigón más allá de los áridos como son: la presencia de adiciones, la relación agua/cemento, la edad de curado, el proceso de amasado.... Kou et al. [70], determinaron que la adición de cenizas volantes reduce la velocidad de propagación de los iones cloro en el hormigón.

2.2.4 Hormigones reciclados autocompactantes

Generalmente, la presencia de áridos reciclados disminuye las prestaciones del hormigón. Esto es debido, principalmente, a que es preciso aumentar la cantidad de agua para obtener un mismo comportamiento en estado fresco. Este aumento en la cantidad de agua implica un mortero más débil que afectará, de manera notable, a las propiedades del hormigón endurecido. Pero la evolución de los aditivos superplastificantes de nueva generación permite la reducción de la relación agua/cemento, pudiendo obtener unas buenas prestaciones en estado endurecido incluso usando exclusivamente árido reciclado, tanto fino como grueso.

La incorporación de árido reciclado reduce la trabajabilidad del hormigón, lo que se ve reflejado en una menor capacidad de paso y de relleno [121]. Otros autores, que tienen en cuenta la absorción de los áridos y la mayor demanda de agua que esto supone, obtienen mejores capacidades de paso y de relleno al aumentar la cantidad de árido reciclado [105,122]. Otra conclusión relevante de todos ellos es que es posible dosificar un hormigón autocompactante usando áridos reciclados.

Kou y Poon [45], obtuvieron una pérdida de resistencia a compresión a 28 días del 10% respecto de un hormigón de control en mezclas con árido grueso exclusivamente reciclado y un 75 y 100% de sustitución de árido fino. Estas pérdidas de resistencia mecánica son mucho menores que las obtenidas en hormigones con árido natural.

Pereira-de-Oliveira et al. [123], determinaron para un hormigón dosificado con árido grueso 100% reciclado, que la presencia del mismo no modifica, en gran medida, la durabilidad del HAC.

2.3 Hormigón para vía en placa

La superestructura ferroviaria tradicional está compuesta por traviesas colocadas sobre una cama de balasto. La evolución de los sistemas ferroviarios, la cual se ve reflejada en mayores velocidades de circulación de los trenes, mayores frecuencias de paso y cargas por eje superiores, son las principales razones de la aparición de nuevas tipologías de vía, una de las cuales es la vía en placa.

La vía en placa consiste, de manera general, en sustituir la capa de balasto y las traviesas por una losa de hormigón. Este apartado, se dedica a recopilar las principales propiedades que deben cumplir los hormigones con los que se ejecuta la vía en placa.

2.3.1 Elementos de la vía en placa

En la actualidad, existe una amplia variedad de alternativas para configurar los sistemas de vía en placa. Estas soluciones presentan una serie de similitudes entre sí y, también, ciertas diferencias significativas, por lo que, para abordar el análisis de las propiedades exigibles a cada propuesta, se precisa realizar una subclasificación.

Según la norma EN-16432-2 [124], de manera general, se pueden definir los subsistemas y componentes que conforman una vía en placa tal como se refleja en la Figura 2-14 y en la Tabla 2-3. En función de la tipología específica, puede ser que no todos estén presentes, ni necesariamente en el mismo orden.

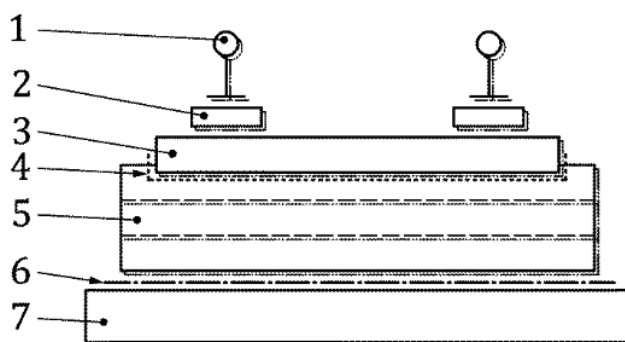


Figura 2-14: Elementos que componen la vía en placa según la EN-16432-2:18 [124].

Tabla 2-3: Sistemas que componen una sección de vía en placa.

Leyenda	Elemento	Tipo
1	Carril/ aparato de vía	Subsistema
2	Sistema de fijación /sistema para carriles embebidos	Subsistema
-	Clip, abrazadera, almohadilla de carril, etc.	Componente
-	Adhesivos	Componente
3	Elemento prefabricado	Subsistema
-	Traviesa, bloque losa	Componente
-	Losa, marco	Componente
4	Capa intermedia, cajón, fijación	Subsistema
-	Capa de relleno de hormigón	Componente
5	Pavimento	Subsistema
-	Pavimento de una sola capa o de múltiples capas	Componente
-	Capa base	Componente
6	Capa intermedia	Subsistema
-	Láminas, películas	Componente
-	Capa de compensación	Componente
7	Subestructura	Subsistema

2.3.2 Tipologías

Debido a la gran cantidad de soluciones existentes, es imperativo realizar una clasificación que permita analizar los requisitos a exigir a cada elemento en función de sus propiedades. Una opción es plantear dicha clasificación en función de la tipología de sujeción que se emplee. Así, se distingue, primeramente, entre: carril embebido, fijación directa y bloques embebidos, insertados o apoyados. La ventaja de esta clasificación reside en que se diferencian los elementos presentes en el diseño, por lo se pueden analizar independientemente las propiedades requeridas al hormigón que se utiliza en cada caso.

En este apartado se va a realizar una pequeña introducción a estas tipologías, que sirva para entender a qué se deben los requerimientos exigidos a cada uno de los elementos, realizando en el siguiente apartado, 2.4 una descripción exhaustiva de los mismos.

2.3.2.1 Carril embebido

Esta tipología de vía en placa, se caracteriza por estar el carril rodeado por un material elastomérico, quedando únicamente la cabeza del carril al descubierto. La finalidad de dicho elastómero es proporcionar un primer nivel de elasticidad al sistema.

2.3.2.2 Fijación directa

Este sistema se caracteriza porque la sujeción se ancla directamente sobre una losa de hormigón hormigonada in situ, sin la presencia de elementos prefabricados que faciliten la correcta disposición geométrica del trazado de la vía.

2.3.2.3 Bloques embebidos

Esta tipología está más generalizada que las anteriores, y engloba, a su vez, varias subtipologías, como son:

- Sistema de vía en placa dotado con asientos de carril discretos sobre un elemento prefabricado apoyado sobre el pavimento de hormigón. La solución consiste en losas prefabricadas de longitud variable, que se colocan directamente sobre la subbase.
- Sistema de vía en placa provisto de asientos de carril discretos sobre un elemento prefabricado inmerso, a posteriori, en la plataforma de hormigón. Se caracteriza por disponer, previamente, de las sujeciones acotadas mediante un elemento estructural prefabricado que garantice la correcta separación entre apoyos, el cual se ancla, de manera mecánica, a una losa ejecutada in situ anteriormente.

- Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre un elemento prefabricado integrado de forma monolítica en la losa. Al igual que la anterior, consta de elementos prefabricados que aseguran el ancho de vía, diferenciándose en que los mismos se posicionan antes de hormigonar la plataforma, quedando embebidos solidariamente una vez endurecido el hormigón.

2.3.3 Requisitos normativos

En este apartado se analizan los requisitos o recomendaciones para los distintos subsistemas presentes en la vía en placa. Los subsistemas en los que se va a centrar este análisis serán: elementos prefabricados, capa intermedia, cajón o fijación y pavimento. Todos los sistemas descritos, incorporan elementos estructurales que precisan un diseño con unos niveles resistentes mínimos que garanticen su correcto funcionamiento durante su vida útil.

Aunque en las normativas no se hace ningún comentario expreso, Olga Smirnova [125], resalta las bondades del uso de HAC para la ejecución de la vía en placa, especialmente para aquellos de fabricación in situ.

2.3.3.1 Elementos prefabricados

Los requisitos que se exigen a los elementos prefabricados, serán propios para cada modelo, por lo que no se pueden relacionar unos criterios generales. Cada diseño precisará de una validación propia.

2.3.3.2 Capa intermedia, cajón o fijación

Las propiedades a cumplir por la capa intermedia, cajón o fijación serán específicas para cada caso, por lo que no es posible fijar unos valores obligatorios, ya que será una combinación entre la geometría y las propiedades de los materiales lo que definirá las propiedades resistentes de la solución propuesta. En el siguiente apartado, 2.3.4, se describen las propiedades exigidas en una serie de ejemplos, donde se contemplan los modelos más habituales de algunas de estas tipologías. En cualquier caso, en la norma EN-16432-2 [124], se recogen una serie de indicaciones:

- Las propiedades mecánicas del hormigón y el acero deben satisfacer los requisitos del capítulo 3 de la norma EN 1992-2 [26].
- El efecto de la fatiga por compresión en el hormigón no precisara de un estudio específico, será suficiente con que los esfuerzos máximos por cargas frecuentes estén por debajo del $0.5 \cdot f_{ck}$.
- Respecto a la durabilidad del hormigón, debe de cumplir con las prescripciones apuntadas en la norma EN 1992-2 [26].
- Las clases de exposición relacionada con acciones medioambientales han de satisfacer las exigencias del apartado 4.1. de la norma EN-206 [25].

2.3.3.3 Pavimento

Los requisitos que plantea la norma EN-16432-2 [124] para este subsistema están más acotados, exigiendo que cumpla con la norma EN 206 [25]. Adicionalmente, se precisan una serie de recomendaciones sobre las propiedades del hormigón:

- Cemento: Tipo CEM I.
- Contenido mínimo de cemento: 340 kg/m^3 .
- Relación agua/cemento máxima: 0.45.
- Resistencia mínima a compresión: clase C 30/37.
- Resistencia mínima a flexión: clase F4.5 (4.5 MPa).
- Módulo elástico referencia para el dimensionamiento: $E = 34 \text{ GPa}$.

Paralelamente, el documento “Design requirements and improved guidelines for design (track loading, resilience & RAMS)” [126], define un criterio para la resistencia a compresión mínima 35 MPa.

2.3.4 Ejemplos de vía en placa

En el apartado anterior, se comentó que, tanto para los elementos prefabricados como para la capa intermedia, cajón o fijación no existe una norma expresa que acote sus propiedades mecánicas. Por esta razón, en este apartado se va a realizar una pequeña recopilación de ejemplos de uso de cada una de las tipologías descritas en el apartado anterior, con la intención de disponer de un orden de magnitud de las propiedades alcanzadas.

2.3.4.1 Carril embebido

S. Fischer, en su trabajo “Case Studies in Railway Construction” [127], comenta el caso de la reconstrucción del tranvía en Budapest al principio de la década de los 90, donde se reconstruyeron algunas decenas de kilómetros utilizando una solución de apoyo continuo del carril, ya que, era una línea compartida con tráfico rodado. En la Figura 2-15, aparece un ejemplo de la sección tipo del diseño adoptado.

En esta construcción se utilizó una losa armada con un espesor mínimo de 18 cm y un hormigón C20/32.

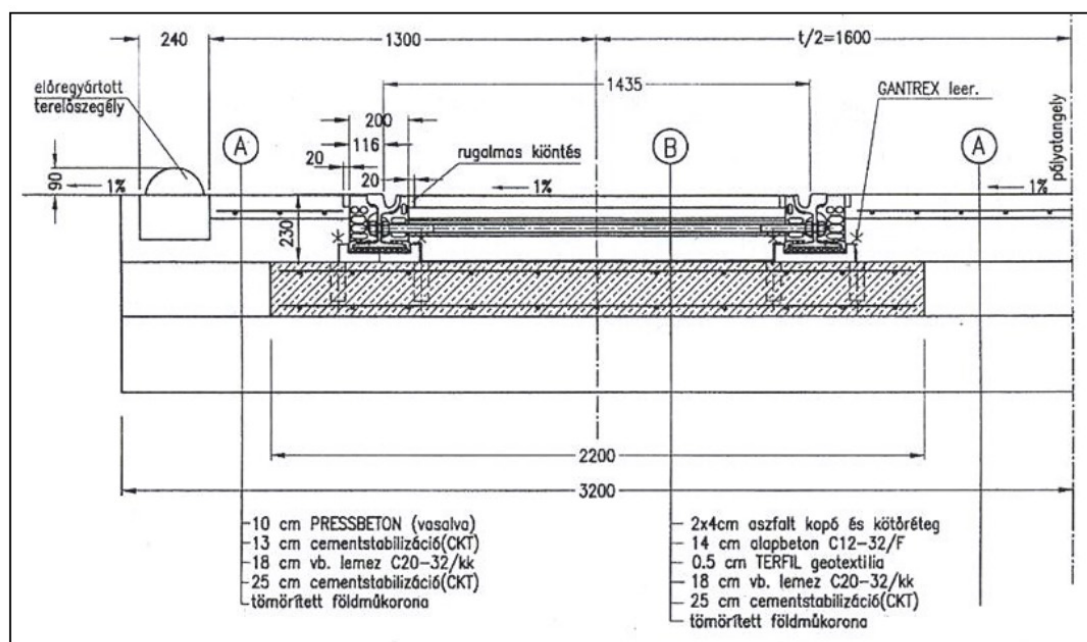


Figura 2-15: Ejemplo de sección transversal de carril embebido en Budapest [127].

2.3.4.2 Fijación directa

D. Bilow et al. en su trabajo “Concrete Slab Track for Freight and High Speed Service Design and Construction” [128], comenta entre otros, la construcción de los trenes de cercanías de Long Island, en los cuales se optó por una solución de fijación directa en algunos tramos. En la Figura 2-16, se puede ver la sección transversal de un tramo de vía del cercanías de Long Island, concretamente, de la estación de Massapequa.

El hormigón que se utilizó fue una losa armada de 30 cm de espesor con un hormigón de resistencia mínima 27.5 MPa y un escurrimiento entre 63 y 76 mm.

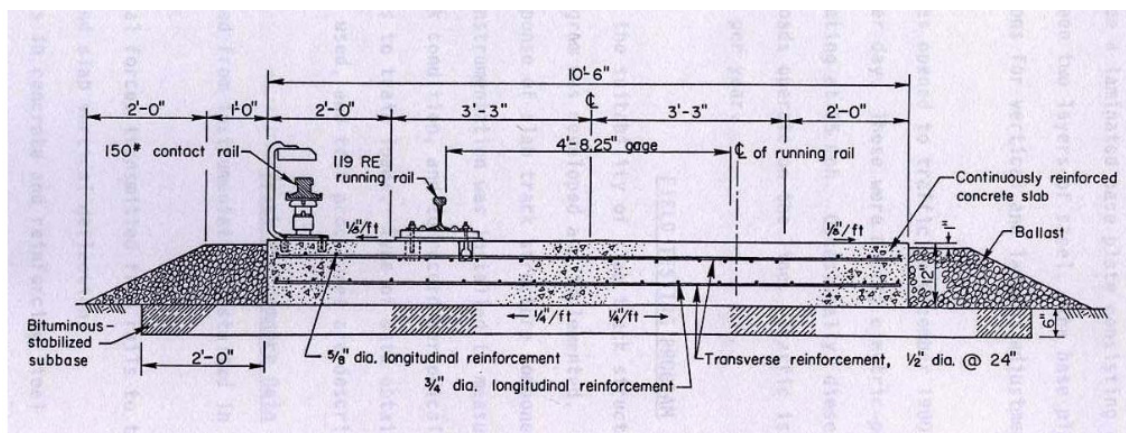


Figura 2-16: Ejemplo de sección transversal de fijación directa en la estación de Massapequa [128].

2.3.4.3 Bloques embebidos-Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado soportado por pavimento

Esta tipología se usa principalmente en Alemania, Japon y China, y se trata de losas armadas prefabricadas, generalmente de unos 40 cm de espesor y con un hormigón C55/65.

2.3.4.4 Bloques embebidos-Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado, independiente de la capa de relleno o del pavimento de hormigón circundante

El gobierno vasco (España), en el proyecto de soterramiento del acceso al aeropuerto en el tramo La Ola-Sondika, propone el uso de traviesas bibloque Stedef encastradas en una plataforma de hormigón en masa HM-30/P/25/IIIa. En la Figura 2-17, se puede ver un croquis del esquema de una sección tipo de dicho proyecto.

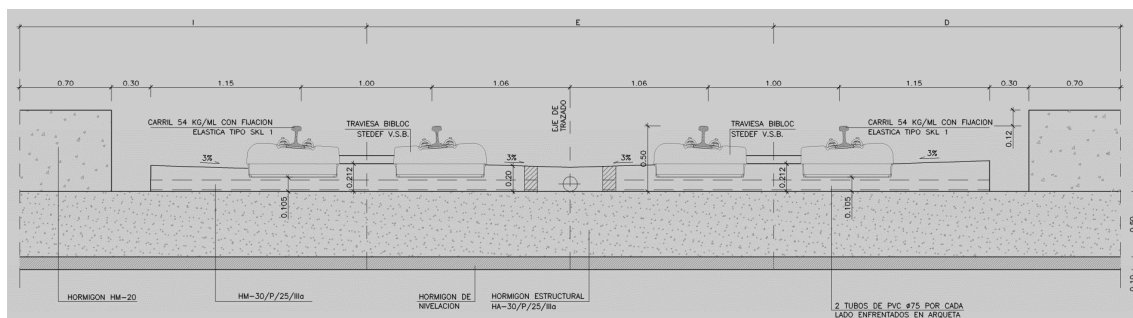


Figura 2-17: Ejemplo de sección transversal de sistema Stedef en el proyecto de soterramiento del acceso al aeropuerto en el tramo La Ola-Sondika.

2.3.4.5 Bloques embebidos-Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado, integrado de forma monolítica en el pavimento

Esta tipología posiblemente sea la más habitual hoy en día, su modelo más conocido es el denominado “Rheda-2000”. RailOne, en un documento donde detalla su modelo “Rheda-2000” [129], propone un hormigón C 30/37 para la losa de hormigón. Véase Figura 2-18.

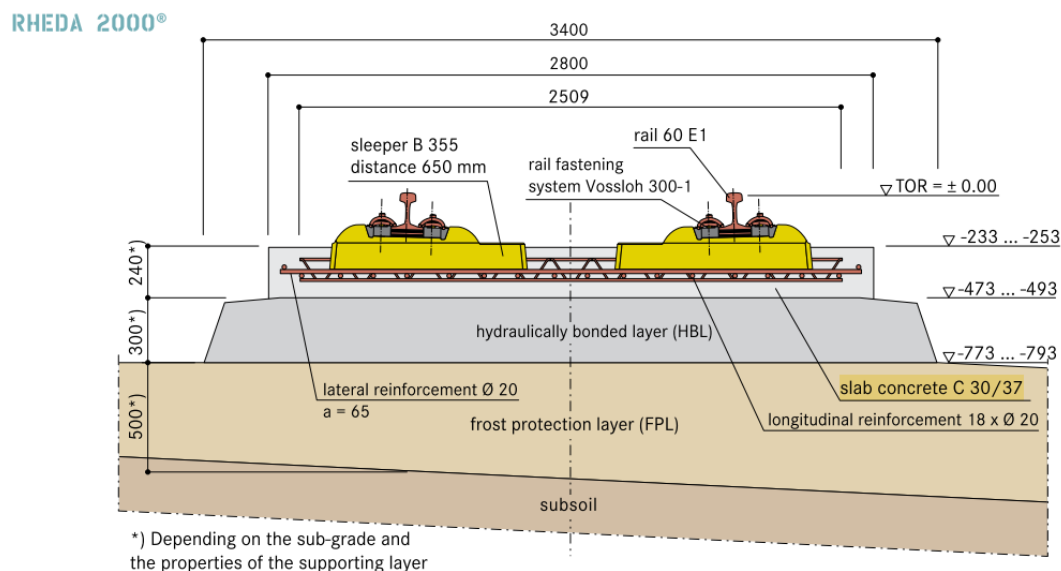


Figura 2-18: Ejemplo de sección transversal sistema Rheda-2000 [129].

2.4 Diseño de la vía en placa

Durante más de 130 años, el tráfico ferroviario se ha sustentado mayoritariamente en base a la solución de la vía abalastada. Debido a unos requisitos más exigentes, derivados, por ejemplo de la aparición de trenes de alta velocidad, una mayor frecuencia de paso, mayores cargas por eje y una mayor conciencia medioambiental, actualmente, es necesario buscar nuevas opciones que se adapten al cambio de estos requisitos, una nueva opción es, sin duda, la vía en placa [130].

Las ventajas que aporta la vía en placa frente a la vía clásica, se resumen en beneficios de índole económico y medioambiental y en mejoras técnicas que contribuyen a una mayor seguridad en la planificación de la circulación ferroviaria.

En el caso de los costes a corto plazo, la vía en placa supone un ahorro en aquellas situaciones, en que, debido al trazado, se precisa de la construcción de obra civil, véase túneles o viaductos. En los túneles esto es debido a que al necesitar menor espesor y ancho de plataforma en el caso de la vía en placa que en el de la vía sobre balasto, es posible reducir la sección del túnel. En el caso de viaductos, el ahorro surge como consecuencia de la reducción de la sobrecarga por peso propio, que posibilita diseños más estilizados.

Respecto al beneficio a largo plazo, la vía en placa minimiza los gastos de mantenimiento, puesto que el mismo se reduce al amolado del carril, eliminando tareas realmente costosas como es el bateo periódico del balasto. Katsutoshi Ando apunta que, en el plazo entre 2 y 6 años, se puede amortizar el sobre coste constructivo derivado de adoptar la solución en placa [131].

En lo referente a las mejoras técnicas, la plataforma de hormigón transfiere tensiones más uniformes, lo que permite que circulen por ella trenes de mayor carga por eje.

A su vez, esta tipología otorga una serie de ventajas inherentes a la vía en placa, como son: evitar el vuelo de balasto, mayor confort en la circulación, mejorar el acceso a las vías y facilitar el drenaje de la superestructura y/o la limpieza de las vías.

- El vuelo de balasto es un gran problema en los ferrocarriles de alta velocidad que circulan por vía sobre balasto. Este fenómeno sucede como consecuencia del paso a gran velocidad de ferrocarriles sobre las vías. Resulta evidente que, al suprimir el balasto de la superestructura, se evita dicho problema.
- Ventajas relativas al confort de los elementos cercanos a las vías, ya que permite añadir elementos que reduzcan las vibraciones y el ruido generados por el paso de los ferrocarriles.
- Al tratarse de una superficie regular, se facilita el acceso mediante vehículos diferentes al ferrocarril. Esto puede ser necesario en caso de que, debido a algún problema técnico o un accidente, fuese preciso llegar a algún tramo de vía, no siendo posible hacerlo en ferrocarril.
- Al tratarse de una superficie regular, resulta notablemente más sencillo realizar las tareas de limpieza imperativas en toda superestructura ferroviaria.

En este apartado se plantea definir tanto las principales características como principales tipologías de vía en placa. Para definir las principales tipologías de vía en placa se sigue el siguiente procedimiento: en un primer apartado, se clasifican y definen las características generales de las principales tipologías de vía en placa, haciendo especial hincapié en las ventajas y desventajas de cada tipología. En un segundo apartado, se describen los procesos constructivos de las principales tipologías de vía en placa. En tercer lugar, se detallan los rendimientos constructivos de las distintas tipologías de vía en placa. El conjunto de estos datos proporciona información que permite definir la tipología óptima a utilizar en cada situación.

2.4.1 Tipologías

En la actualidad, existe un gran número de tipologías de vía en placa. Esto es debido a que, a lo largo de los años, se han desarrollado distintas alternativas con la intención de solventar los diversos problemas que iban apareciendo o bien para beneficiarse de la maquinaria propia de algún campo afín y de esta manera ahorrar en los costes de ejecución de las obras.

Como punto de partida, se ha optado por realizar una primera clasificación idéntica a la que propone la norma EN 16432-2 [124], en función de la tipología de sujeción que se emplee, distinguiendo, primeramente, entre: carril embebido, fijación directa y bloques embebidos, insertados o apoyados. La ventaja de esta clasificación reside en que se consideran los elementos que los componen, dato necesario para conocer su dominio de aplicación más conveniente.

El conjunto de fijación directa se va a subdividir en: sistemas de apoyo directo del carril y sistemas de apoyo indirecto.

Por su parte, el conjunto de bloques embebidos, insertados o apoyados, se trata del grupo más habitual y, por lo tanto, aquel en el que se pueden apreciar un mayor número de variantes. Por esta razón, se diferencia entre:

- Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado soportado por pavimento.
- Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado independiente de la capa de relleno o del pavimento de hormigón circundante.
- Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado integrado de forma monolítica en el pavimento.

En la Tabla 2-4, se presenta un esquema que resume la clasificación detallada previamente.

Tabla 2-4: Clasificación de los sistemas de vía en placa.

Tipo sujeción	Subtipo de sujeción	Nombre
Carril embebido	Carril embebido	Edilon
Fijación directa	Apoyo directo	PACT
	Apoyo indirecto	FFC
Bloques embebidos, insertados o apoyados	Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado soportado por pavimento	Bölg
		J-Slab
		Shinkasen
		IPA
	Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado independiente de la capa de relleno o del pavimento de hormigón circundante	Stedef
		Getrac
		ATD
		BTD
	Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado integrado de forma monolítica en el pavimento	Rheda
		Züblin

2.4.1.1 Carril embebido

La característica principal de esta tipología de vía en placa es que el carril se encuentra embebido en un material elástico, lo que proporciona un apoyo continuo del perfil metálico.

El esquema general de esta tipología de vía, consta de una losa de hormigón armado la cual tiene dos hendiduras donde se introducen unas canaletas. Estas canaletas, pueden ser o bien cajones metálicos soldados a una estructura metálica, caso de un puente metálico, o bien un encofrado en la losa de hormigón que posteriormente se retira, solución típica de una vía en placa. En estas canaletas se coloca el carril y, posteriormente, se rellena con el material elástico que rodea al mismo. El hecho de que el carril este embebido en un material elástico y eso le proporcione un apoyo continuo, reduce los esfuerzos sufridos por el carril y disminuye las vibraciones generadas por el paso de los ferrocarriles.

La marca comercial más conocida de esta tipología de vía es el sistema Edilon, el cual utiliza como material elástico un material conocido como corkelast.

2.4.1.1.1 Sistema Edilon

Este sistema fue desarrollado por la empresa Edilon-Sedra junto con los Ferrocarriles Holandeses (NS) a principio de los 70. Aunque en un principio se diseñó para líneas de metro y tranvía, la solución ha ido evolucionando hasta ser compatible con la alta velocidad.

Esta tipología está formada por una placa principal de hormigón armado y un espesor de unos 35-45 cm. Esta losa presenta dos canaletas, donde posteriormente irán colocados los carriles. Una vez que la placa principal está construida, se sitúan, nivelan y alinean los carriles para, después, proceder al vertido del corkelast. Es habitual, que junto al carril se coloquen tubos de PVC, cuya única misión es reducir el volumen de corkelast necesario para rodear el carril.

En la Figura 2-19 se puede ver un croquis donde se detalla el sistema Edilon de carril embebido. La Figura 2-20 muestra un ejemplo de aplicación del sistema Edilon de carril embebido, donde se puede apreciar una de sus grandes virtudes: su compatibilidad con el tráfico rodado.

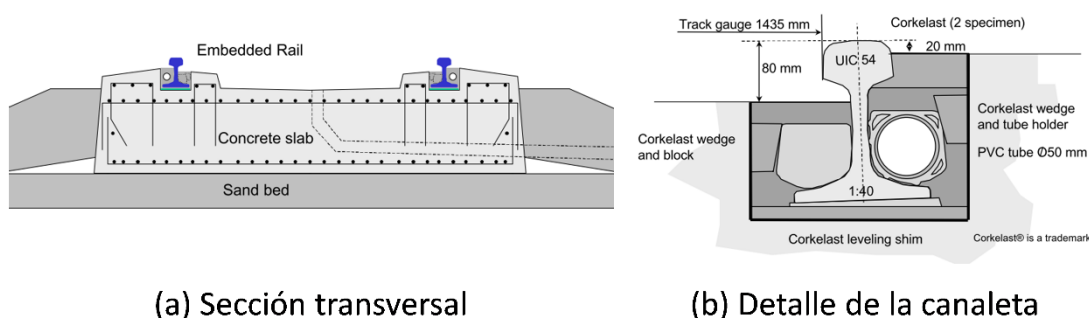


Figura 2-19: Ejemplo se sección transversal del sistema Edilon [132].



Figura 2-20: Ejemplo de aplicación sistema Edilon (imagen proporcionada por la empresa Edilon).

Esta tipología presenta una serie de ventajas y desventajas que la diferencian del resto de tipologías. Las ventajas y desventajas principales quedan resumidas a continuación.

Ventajas:

- Es posible utilizarla en alta velocidad.
- Alto nivel de atenuación de ruido y vibraciones.
- Es posible circular con vehículos distintos del ferrocarril.
- Al eliminar las sujeciones discontinuas, se reduce al mínimo el mantenimiento.
- Proporciona un aislamiento eléctrico muy alto.
- Permite reducir el galibo, lo cual resulta de gran utilidad especialmente en túneles.
- El apoyo continuo minimiza la flexión del carril.
- La flexibilidad del corkelast puede modificarse en función de los requerimientos.

Desventajas:

- Una vez vertido el corkelast, no es posible realizar modificaciones en la geometría.
- En caso de ser precisa una reparación, resultan muy costosas y de larga duración.
- Alto coste de ejecución.
- Al estar el carril totalmente embebido, resulta difícil detectar problemas de discontinuidad.
- Gran dificultad de construcción, especialmente en desvíos.

2.4.1.2 Fijación directa

Esta tipología de vía en placa, se caracteriza porque la sujeción va fijada directamente a la losa de hormigón sin la presencia de ningún elemento prefabricado intermedio.

Esta tipología de vía en placa se puede subclasificar a su vez en dos subtipos: fijación directa y fijación indirecta. En el caso de la fijación directa, entre el carril y la losa únicamente se coloca una placa elastomérica para reducir la rigidez equivalente de la superestructura. Esto implica que es necesario un acabado excepcional ya que una vez que la losa esté construida las reparaciones o modificaciones resultan costosas. La marca comercial más conocida de esta subtipología es el sistema PACT. La otra subtipología, apoyo indirecto, incluye la colocación de una placa metálica entre el carril y la losa, permitiendo corregir, hasta una cierta medida, las imperfecciones geométricas de la vía en placa. En esta subtipología, puede existir una placa elastomérica tanto entre la losa y la placa metálica, como entre la placa metálica y el carril. La marca comercial más conocida de esta subtipología es el sistema FFC.

2.4.1.2.1 Apoyo directo

Este sistema presenta únicamente un elemento elástico entre el carril y la losa. Se trata posiblemente del sistema más simple de vía en placa, aunque debido a que no existe ningún elemento intermedio que permita reajustes geométricos posteriores, obliga a una precisión constructiva muy elevada.

La idea principal de esta tipología de vía era poder automatizar todo lo posible el proceso de construcción de la misma [133]. Según Eduard Cortina [134], esta tipología resulta de gran utilidad en puentes al hacerles más ligeros y reducir los problemas asociados a las traviesas. El principal representante de esta tipología de vía en placa es el sistema PACT (Paved and Concrete Track).

2.4.1.2.1.1 PACT

Este sistema fue desarrollado por los Ferrocarriles Británicos (BR) a finales de los 60. Esta tipología buscaba encontrar un proceso constructivo lo más automatizado posible que permita minimizar tanto el coste como el tiempo de ejecución. En esta tipología se apoya la sujeción directamente sobre la placa, por lo que las tolerancias geométricas son mínimas.

Se parte de una losa continua de hormigón armado, cuya geometría garantiza la funcionalidad de la vía en placa. La sujeción se fija a la losa mediante pernos de fundición que quedan fijados a la losa mediante una resina epoxi. En la actualidad esta tipología está en desuso debido a la gran exigencia geométrica que tiene. En la Figura 2-21 (a), se puede apreciar un croquis que caracteriza el sistema PACT. En la Figura 2-21 (b), se aporta un detalle de la conexión entre sujeción y losa.

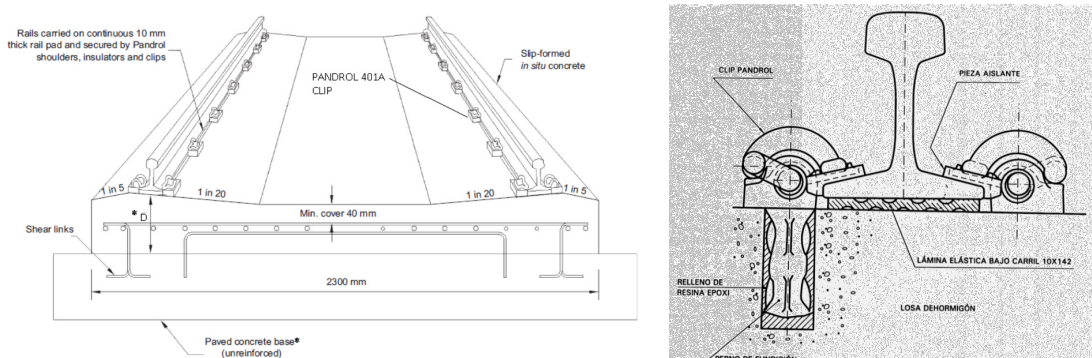


Figura 2-21: (a) Ejemplo de sección transversal del sistema PACT [135] y (b) Detalle de la sujeción del sistema PACT [133].

Esta tipología presenta una serie de ventajas y desventajas que la diferencian del resto de tipologías. Las ventajas y desventajas principales quedan resumidas a continuación.

Ventajas:

- Automatización total del proceso constructivo.
- Alto rendimiento constructivo.
- Bajo coste de ejecución.

Desventajas:

- No se puede garantizar con precisión el apriete del tornillo al carril.
- Las propiedades de la resina epoxi pueden variar, lo que afecta a dicho apriete.
- Dificultad para modificar la geometría una vez construida o para realizar reparaciones.
- Es una tipología muy rígida, por lo que no atenúa en gran medida ni ruido ni vibraciones.

2.4.1.2.2 Apoyo indirecto

Esta subtipología es muy similar a la de apoyo directo. La única diferencia que existe es la presencia de una placa metálica entre el carril y la losa que permite realizar unos ciertos reajustes geométricos, pudiendo, de esta manera, compensar las imperfecciones geométricas sin tener que desmontar totalmente la vía [136]. El principal representante de esta tipología de vía en placa es el sistema FFC (Feste Fahrbahn Crailsheim).

2.4.1.2.2.1 FFC

Se trata de un sistema desarrollado por la empresa alemana Leonhard Bauunternehmung. Al igual que la tipología PACT, plantea un proceso lo más automatizado posible, buscando reducir coste y tiempo de ejecución. También requiere una alta precisión durante su construcción.

Esta tipología consta de una losa continua de hormigón de 2.4 m de ancho y unos 30 cm de espesor, dotada de juntas transversales cada aproximadamente 2 metros. Las sujeciones van fijadas a bloques de hormigón con armaduras de espera que se clavan en el hormigón fresco cada 65 cm, anclados mediante resina epoxi en el hormigón ya endurecido como en la tipología PACT. En la Figura 2-22, se presenta un croquis que detalla el sistema FFC.

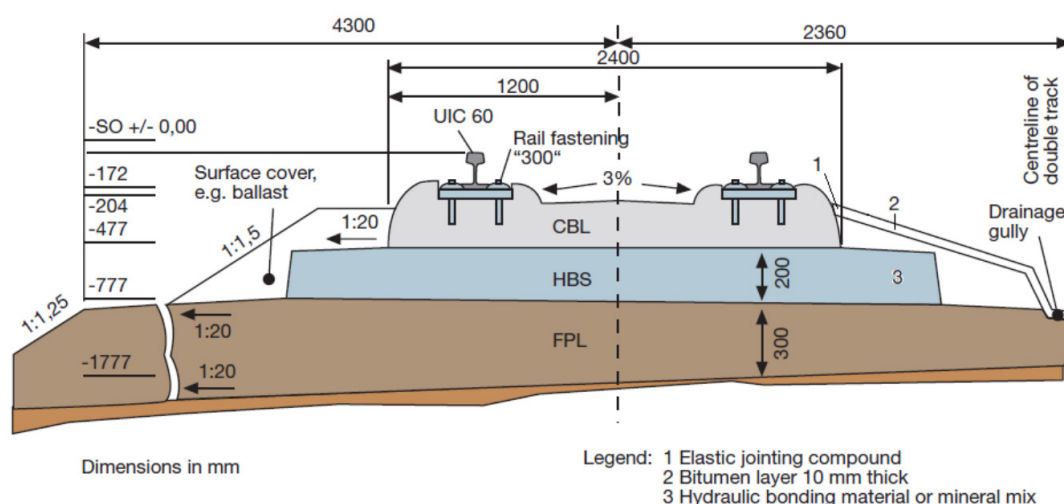


Figura 2-22: Ejemplo de sección transversal de sistema FFC [137].

Esta tipología presenta una serie de ventajas y desventajas que la diferencian del resto de tipologías. Las ventajas y desventajas principales quedan resumidas a continuación.

Ventajas:

- Automatización total del proceso constructivo.
- Alto rendimiento constructivo.
- Bajo coste de ejecución.
- No precisa de maquinaria específica.

Desventajas:

- Las propiedades de la resina epoxi pueden variar, lo que afecta a la calidad del anclaje.
- Dificultad para modificar la geometría una vez construida o para realizar reparaciones.
- Es una tipología muy rígida, por lo que no atenúa en gran medida ni ruido ni vibraciones.
- Dificultad de implantación en estaciones.

2.4.1.3 Bloques embebidos, insertados o apoyados

Esta tipología de vía en placa se caracteriza porque coloca algún elemento prefabricado que garantiza la correcta posición relativa entre los dos carriles. Es la más habitual en la actualidad.

Existen distintos diseños que pueden garantizar la correcta posición relativa entre carriles, dando lugar a su vez a una segunda subclasificación: sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado soportado por pavimento, sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado independiente de la capa de relleno o del pavimento de hormigón circundante y sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado integrado de forma monolítica en el pavimento.

Los sistemas de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado soportado por pavimento se caracterizan porque la vía en placa es un elemento prefabricado que llega a obra de una sola pieza lista para utilizarse.

Los sistemas de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado independiente de la capa de relleno o del pavimento de hormigón circundante, a su vez, también están constituidos por elementos prefabricados, pero que se fijan de una manera mecánica a la placa de fabricación in situ.

Los sistemas de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado integrado de forma monolítica en el pavimento consta de elementos prefabricados que garantizan la distancia relativa entre carriles, pero que quedan embutidos en la losa durante la fase de fraguado del hormigón.

2.4.1.3.1 Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado soportado por pavimento

Este subsistema se caracteriza por que la vía en placa es un elemento prefabricado de hormigón armado o pretensado, el cual ya tiene el sistema de sujeción instalado antes de su puesta en obra.

De manera general, se coloca una capa elástica entre la losa de hormigón y el pavimento, típicamente un mortero de aproximadamente 5 mm de espesor [134]. Estos sistemas también se caracterizan por una gran calidad, procedimiento constructivo en gran medida automatizado, lo que implica unos altos rendimientos constructivos, pero, un alto coste constructivo. Las principales representantes de esta tipología de vía en placa son los sistemas Bölg, IPA y J-Slab Shinkasen.

2.4.1.3.1.1 Bölg

Esta tipología se desarrolló y utilizó por primera vez en el año 1977 en Alemania. Buscaba una tipología de vía de rápida implantación que evitase problemas con la geometría de la vía.

La tipología Bölg está compuesta por losas prefabricadas de un hormigón reforzado con fibras metálicas pretensado tanto en dirección longitudinal como transversal. Generalmente, son placas de 6.45 m de largo y 20 cm de espesor y el ancho puede variar de 2.55 a 2.8 m. Para unir placas consecutivas, existen unas esperas denominadas GEWI y abrazaderas roscadas. Se suele colocar una capa de mortero entre la losa prefabricada y el pavimento que aporta elasticidad a la vía. En la Figura 2-23, se presenta un croquis que describe el sistema Bölg.

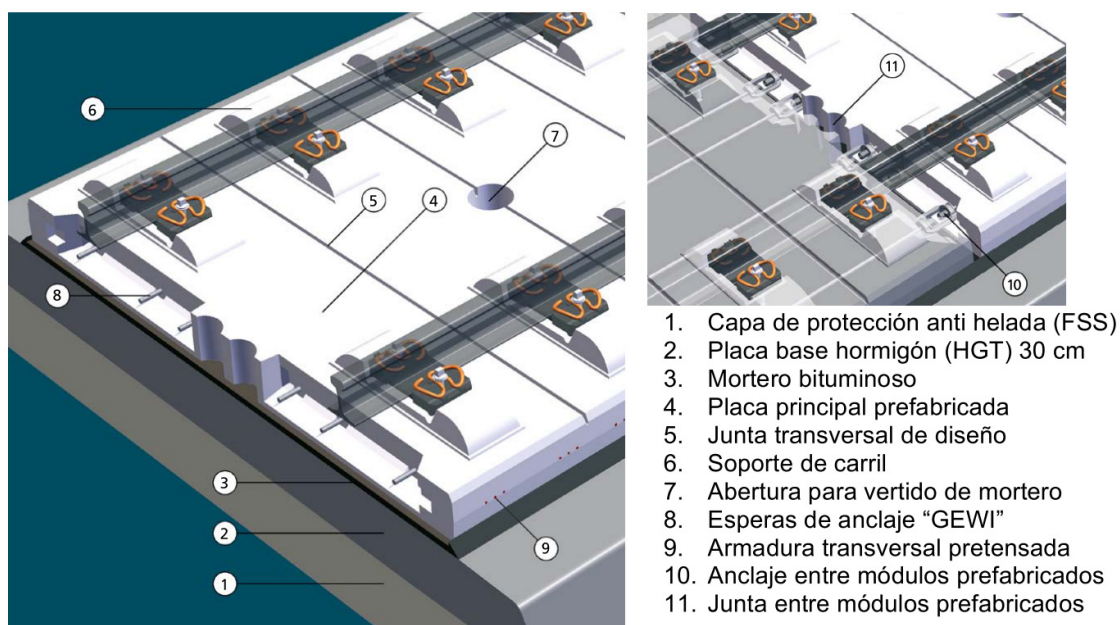


Figura 2-23: Croquis sistema Bölg [138].

Esta tipología presenta una serie de ventajas y desventajas que la diferencian del resto de tipologías. Las ventajas y desventajas principales quedan resumidas a continuación.

Ventajas:

- Tipología ya consolidada con experiencia en Alemania y China.
- Permite reajustes geométricos tanto vertical como longitudinalmente.
- Altos rendimientos constructivos.
- Facilidad para la sustitución o reparación de elementos como carril o sujeciones.
- Es posible circular con vehículos distintos del ferrocarril sobre esta tipología.

Desventajas:

- Alto coste de ejecución.
- Alto coste de renovación de las placas prefabricadas.

2.4.1.3.1.2 J-Slab Shinkasen

Esta tipología se desarrolló y utilizó por primera vez en el año 1972 en Japón. Dicha solución buscaba una tipología de vía de rápida implantación que evitase problemas con la geometría de la vía.

La tipología J-Slab Shinkasen está compuesta por losas prefabricadas de hormigón, generalmente pretensado. Estas placas son de 4.95 m de largo, 19 cm de espesor y 2.34 m de ancho. Se coloca una capa de mortero bituminoso entre la losa prefabricada y el pavimento no inferior a 4 cm que aporta elasticidad a la vía. En la Figura 2-24 se puede ver un croquis explicativo del sistema J-Slab Shinkasen. En la Figura 2-25, se presenta el aspecto final de un caso real de aplicación de esta tipología.

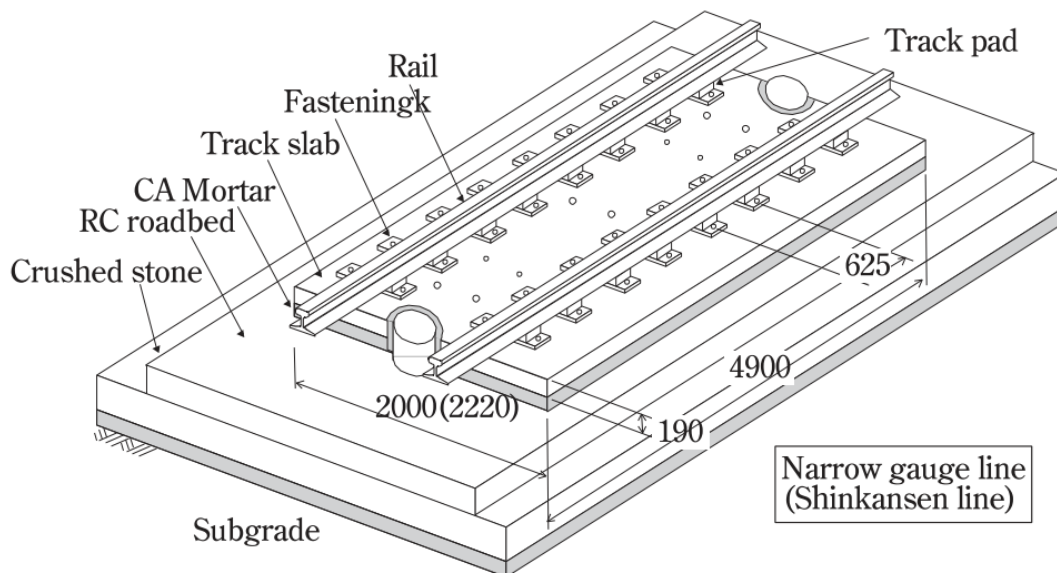


Figura 2-24: Croquis del sistema J-Slab Shinkasen [131].



Figura 2-25: Ejemplo de aplicación del sistema J-Slab Shinkasen [134].

Esta tipología presenta una serie de ventajas y desventajas que la diferencian del resto de tipologías. Las ventajas y desventajas principales quedan resumidas a continuación.

Ventajas:

- Tipología ya consolidada con experiencia en Japón en alta velocidad.
- Permite reajustes geométricos tanto vertical como longitudinalmente.
- Altos rendimientos constructivos.
- Facilidad para la sustitución o reparación de elementos como carril o sujeciones.
- Es posible circular con vehículos distintos del ferrocarril sobre esta tipología mediante el acople de bloques entre carriles.

Desventajas:

- Alto coste de ejecución.
- Alto coste de renovación de las placas prefabricadas.
- Trabajabilidad del mortero bituminoso.
- Dificultad de implantación en estaciones.

2.4.1.3.1.3 IPA

La tecnología que se utilizaba en Japón no se adaptaba correctamente a la topografía italiana, por lo que surgió el sistema IPA (Industria Prefabbricati e Affini) como una modificación de la solución J-Slab Shinkasen.

La tipología IPA está compuesta por losas prefabricadas de hormigón pretensado tanto longitudinal como transversalmente. Estas placas son de 7.75 m de largo, 15 cm de espesor y 2.50 m de ancho. Se coloca una capa de mortero de cemento-asfalto inyectado a pie de obra entre la losa prefabricada y el pavimento que aporta elasticidad a la vía. En la Figura 2-26, se presenta un croquis explicativo del sistema IPA.

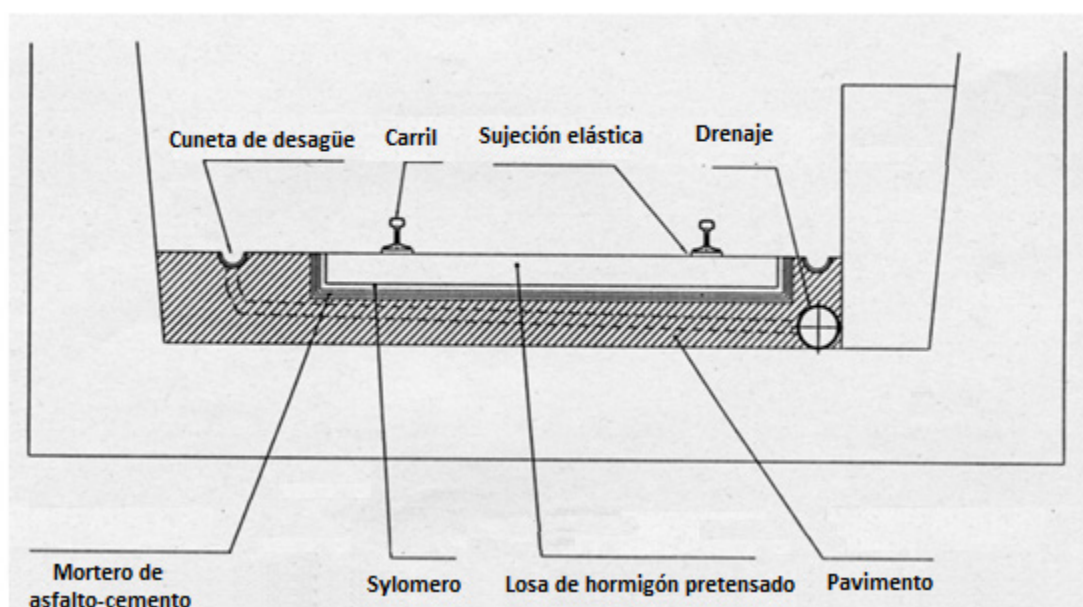


Figura 2-26: Croquis sistema IPA [133].

Esta tipología presenta una serie de ventajas y desventajas que la diferencian del resto de tipologías. Las ventajas y desventajas principales quedan resumidas a continuación.

Ventajas:

- Derivado de una tipología ya consolidada, J-Slab Shinkasen.
- Permite reajustes geométricos tanto vertical como longitudinalmente.
- Altos rendimientos constructivos.
- Altura reducida.
- Reducción del peso.

Desventajas:

- Exigencias topográficas elevadas, correcciones por hundimiento o colapso de terraplenes.
- Alto coste de renovación de las placas prefabricadas.
- Trabajabilidad del mortero bituminoso.

2.4.1.3.2 Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado independiente de la capa de relleno o del pavimento de hormigón circundante

Esta subtipología se caracteriza por estar constituida por elementos prefabricados que se fijan de una manera mecánica a la plataforma de fabricación in situ. Dentro de esta subtipología, existe la posibilidad de que el pavimento sea de hormigón, o bien, se trate de una mezcla bituminosa. Los principales representantes de esta tipología de vía en placa son los sistemas Stedef, Getrac, ATD y BTB.

2.4.1.3.2.1 Stedef

La tipología de vía francesa Stedef está formada por traviesas bibloque, es decir, las sujeciones están ancladas a bloques de hormigón que, a su vez, están unidos entre si dos a dos mediante una riostra metálica. Lo que resulta característico de estas traviesas bibloque es que los dados de hormigón se encuentran recubiertos de un material elástico. Este recubrimiento elástico permite reducir las vibraciones que se transmiten a la losa de hormigón.

En esta tipología, una vez construido el pavimento, se procede a la colocación de los carriles y las traviesas bibloque, quedando estas suspendidas.

Posteriormente, se hormigona hasta dejar el material elástico totalmente embebido en el hormigón. En la Figura 2-27, se presenta un caso real de aplicación del sistema Stedef.



Figura 2-27: Ejemplo de aplicación del sistema Stedef [139].

Esta tipología presenta una serie de ventajas y desventajas que la diferencian del resto de tipologías. Las ventajas y desventajas principales quedan resumidas a continuación.

Ventajas:

- Limita las solicitaciones en la capa de soporte.
- Limita las vibraciones en el entorno.
- Montaje sencillo.
- Posibilidad de extraer traviesas para su sustitución.
- Sistema homologado para la alta velocidad.

Desventajas:

- No es posible circular con vehículos distintos del ferrocarril sobre esta tipología mediante el acople de bloques entre carriles.
- La entrada de agua bajo las cazoletas puede producir daños en caso de helada.
- Dificultad de colocar esta tipología en estaciones.
- Posible corrosión de la riostra metálica.

2.4.1.3.2.2 Getrac

Este sistema se desarrolló en Alemania en el año 2003. Este sistema se caracteriza por estar formado por traviesas pretensadas que se fijan a una losa de asfalto. El sistema de anclaje consta de un bloque de hormigón diseñado expresamente para mantener las traviesas posicionadas contra la losa y permitir la transferencia de esfuerzos tanto transversal como longitudinalmente.

La placa principal de asfalto generalmente tiene un espesor entre 25 y 35 cm. En función del tipo de tráfico al que esté destinado el tramo en cuestión puede utilizar traviesas distintas que proporcionen las propiedades requeridas por la línea. En la Figura 2-28, se presenta un croquis explicativo del sistema Getrac. En la Figura 2-29, se muestran dos imágenes (a) un ejemplo real de sistema Getrac durante su fase de construcción y (b) el aspecto final de un tramo de vía dotado con esta tipología.

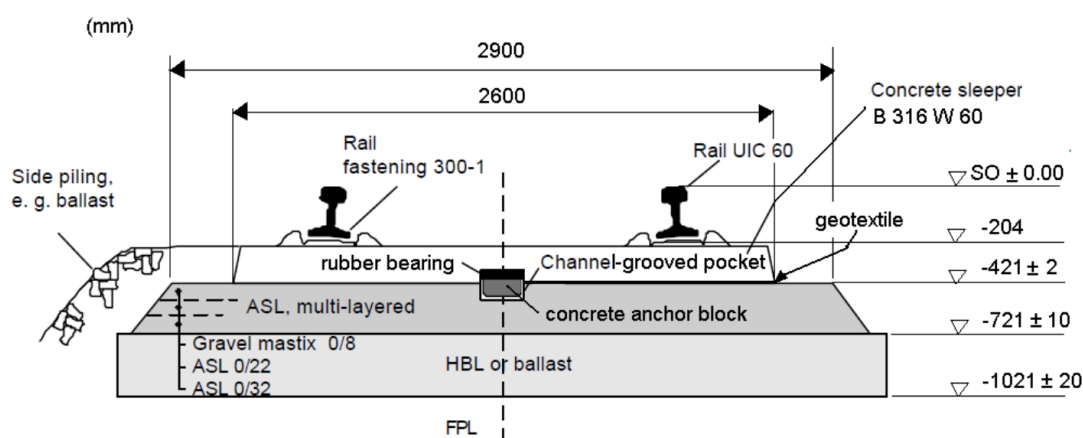


Figura 2-28: Croquis del sistema Getrac [140].



(a) Sistema Getrac durante fase de construcción.



(b) Sistema Getrac construido.

Figura 2-29: Sistema Getrac [133].

Esta tipología presenta una serie de ventajas y desventajas que la diferencian del resto de tipologías. Las ventajas y desventajas principales quedan resumidas a continuación.

Ventajas:

- Limita las solicitaciones en la capa de soporte.
- Permite realizar ajustes tanto en planta como en alzado.
- Gran estabilidad.
- Buena capacidad para absorber vibraciones y ruido.
- Sistema homologado para la alta velocidad.
- Existen experiencias previas en alta velocidad en Alemania.
- No precisa de maquinaria específica.

Desventajas:

- No es apto para lugares con temperaturas superiores a 50 °C.
- No es posible circular con vehículos distintos del ferrocarril sobre esta tipología mediante el acople de bloques entre carriles.
- Alto coste de ejecución.
- Dificultad de colocar esta tipología en estaciones.

2.4.1.3.2.3 ATD

Se trata de un sistema muy similar al Getrac. La diferencia principal radica en el procedimiento de anclaje entre las traviesas y la losa de asfalto. En esta solución se plantea un resalto longitudinal en el que encajan las traviesas, completándose la fijación a la losa mediante la inyección de un material sintético. En la Figura 2-30, se presenta un croquis explicativo de la tipología ATD. En la Figura 2-31 se muestran dos imágenes reales de aplicación de esta tipología con dos tipos de traviesa, (a) usando traviesas monobloque y (b) con traviesa bibloque.

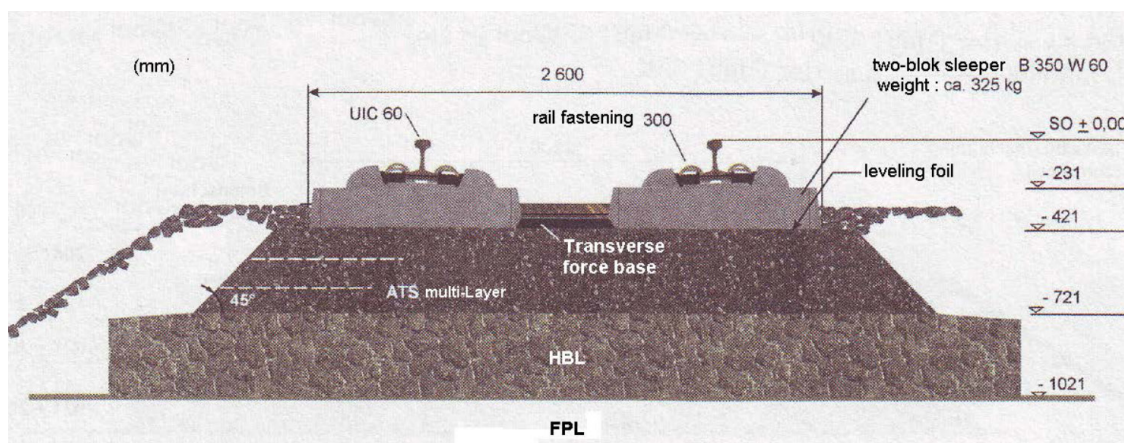
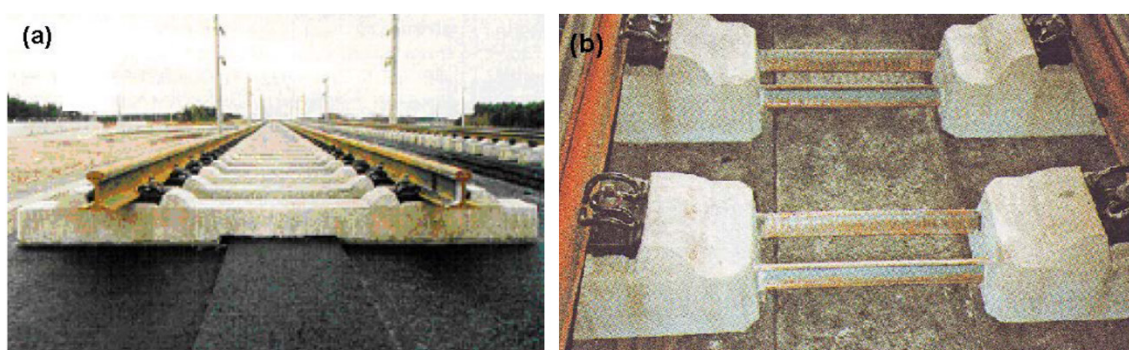


Figura 2-30: Croquis sistema ATD [137].



(a) Traviesas monobloque.

(b) Traviesas bibloque.

Figura 2-31: Sistema ATD [135].

Esta tipología presenta una serie de ventajas y desventajas que la diferencian del resto de tipologías. Las ventajas y desventajas principales quedan resumidas a continuación.

Ventajas:

- Limita las solicitaciones en la capa de soporte.
- Permite realizar ajustes tanto en planta como en alzado.
- No precisa de juntas transversales.
- Buena capacidad para absorber vibraciones y ruido.
- Altos rendimientos constructivos.
- Existen experiencias previas en alta velocidad en Alemania.
- No precisa de maquinaria específica.
- Facilidad de reparación.

Desventajas:

- No es apto para lugares con temperaturas superiores a 50 °C.
- No es posible circular con vehículos distintos del ferrocarril sobre esta tipología mediante el acople de bloques entre carriles.
- Alto coste de ejecución.
- Dificultad de colocar esta tipología en estaciones.

2.4.1.3.2.4 BTD

Se trata de un sistema similar al Getrac, pero con ciertas diferencias. La losa, en este caso, es de hormigón en vez de ser de asfalto. Además, la fijación se produce mediante un anclaje de acero, que se puede colocar en todas las traviesas o en traviesas alternas en función de las condiciones de tráfico de la línea. En la Figura 2-32 se presentan dos croquis explicativos de la tipología BTD, (a) versión 1, (b) versión 2. En la Figura 2-33 se muestra una imagen real de aplicación del sistema BTD.

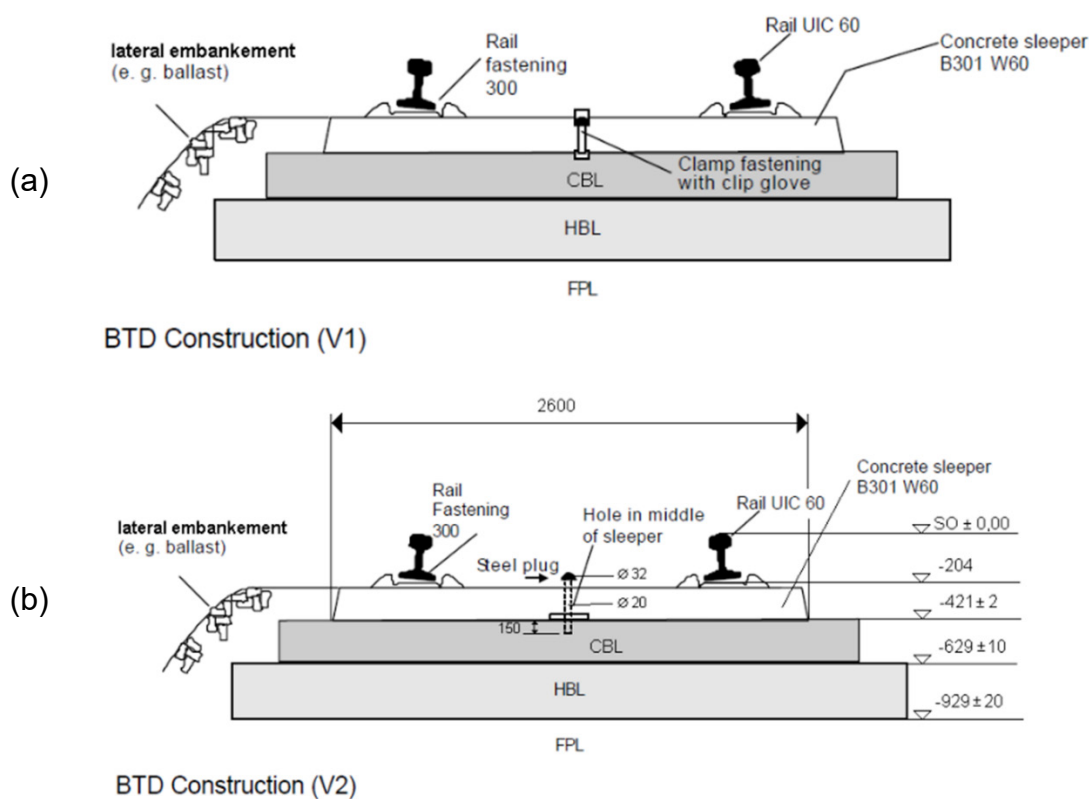


Figura 2-32: Croquis del sistema BTD [137].



Figura 2-33: Sistema BTM [137].

Esta tipología presenta una serie de ventajas y desventajas que la diferencian del resto de tipologías. Las ventajas y desventajas principales quedan resumidas a continuación.

Ventajas:

- Permite realizar ajustes tanto en planta como en alzado.
- Altos rendimientos constructivos.
- Existen experiencias previas en alta velocidad en Alemania.
- No precisa de maquinaria específica.
- Facilidad de reparación.

Desventajas:

- No es posible circular con vehículos distintos del ferrocarril sobre esta tipología mediante el acople de bloques entre carriles.
- Alto coste de ejecución.
- Dificultad de colocar esta tipología en estaciones.

2.4.1.3.3 Sistema de vía sin balasto con asientos de carril discretos sobre elemento prefabricado integrado de forma monolítica en el pavimento

Se trata, posiblemente, del tipo de vía en placa más generalizado. Esta alternativa se caracteriza porque las sujeciones que van a unir la losa con el carril van fijadas a dos bloques de hormigón arriostrados entre sí, los cuales quedaran embutidos dentro de la losa de hormigón. Esta subtipología permite garantizar que aquellos elementos cuya geometría resulta fundamental, tengan una posición relativa correcta, permitiendo que la losa de hormigón se fabrique in situ reduciendo los costes de ejecución [138]. La posición relativa entre los carriles no es suficiente para garantizar la correcta geometría de la vía, por lo que será fundamental la correcta nivelación geométrica previa al hormigonado.

2.4.1.3.3.1 Rheda

El sistema Rheda apareció por primera vez en 1972. La idea inicial fue integrar las traviesas de hormigón pretensado dentro de una losa de hormigón de fabricación in situ, obteniendo resultados muy satisfactorios, tanto a nivel de funcionamiento como de durabilidad. Este sistema inicial ha ido evolucionando hacia diversas variantes, entre las cuales la más habitual es el Rheda 2000, donde la parte central de la traviesa se sustituye por una celosía metálica. Esta variante es una de las más utilizadas tanto en túneles como en alta velocidad.

El sistema Rheda 2000 se trata de un sistema monolítico compuesto por traviesas inmersas en una losa de hormigón armado de unos 24 cm de espesor. El conjunto dota a la superestructura de alta rigidez, consiguiendo un reparto uniforme de las tensiones sobre el terreno. El procedimiento constructivo consiste en, una vez ejecutada la capa portante, colocar y alinear los carriles montados en las traviesas bibloque para, posteriormente, proceder al hormigonado de la losa de vía en placa. En la Figura 2-34 se presenta un croquis explicativo de la tipología Rheda 2000. En la Figura 2-35 se muestra una imagen tomada durante la fase constructiva del sistema Rheda 2000.

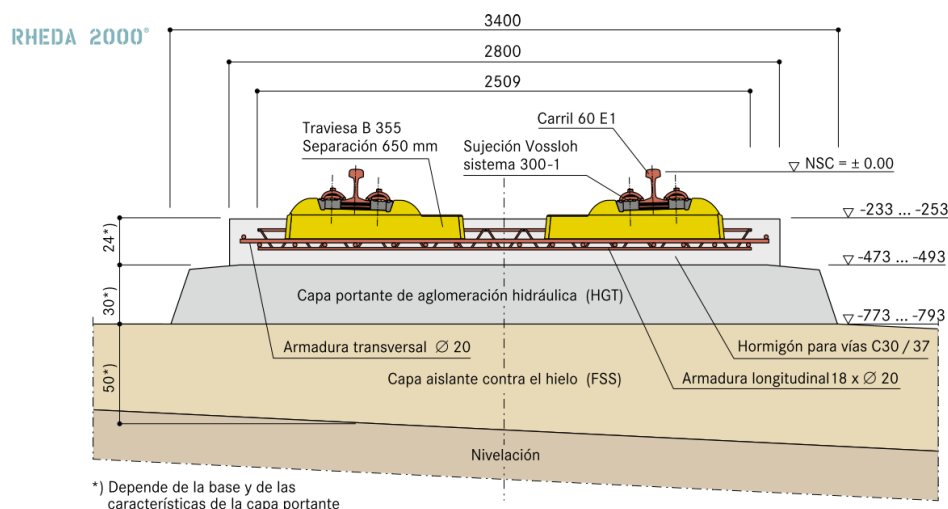


Figura 2-34: Croquis del sistema Rheda 2000 (imagen proporcionada por RailOne).



Figura 2-35: Rheda 2000 en construcción [141].

Esta tipología presenta una serie de ventajas y desventajas que la diferencian del resto de tipologías. Las ventajas y desventajas principales quedan resumidas a continuación.

Ventajas:

- Altos rendimientos constructivos.
- Fácil de instalar.
- Es posible hacer correcciones geométricas modificando la sujeción.
- Facilidad para la sustitución o reparación de elementos como carril o sujeciones.
- Sistema homologado para la alta velocidad.
- Combinable con cualquier tipo de subestructura.
- Puede soportar altas cargas de tráfico.

Desventajas:

- Para sustituir traviesas es preciso picar la losa.
- Dificultad para circular con vehículos distintos del ferrocarril sobre esta tipología mediante el acople de bloques entre carriles.
- No atenúa en gran medida ni ruido ni vibraciones.

2.4.1.3.3.2 Züblin

El sistema Züblin se desarrolló en los años 70. Se trata de un sistema similar al sistema Rheda, pero con una diferencia sustancial en el proceso constructivo. En el caso del Rheda, en primer lugar, se colocan las traviesas y después se hormigona la losa, en el caso del Züblin, primero se hormigona y, posteriormente, con el hormigón aun en estado fresco, se introducen y vibran las traviesas. Para aumentar la productividad de esta tipología, se ha desarrollado una maquinaria específica que permite colocar varias traviesas a la vez. En la Figura 2-36, se presenta una secuencia completa del proceso constructivo del sistema Züblin.

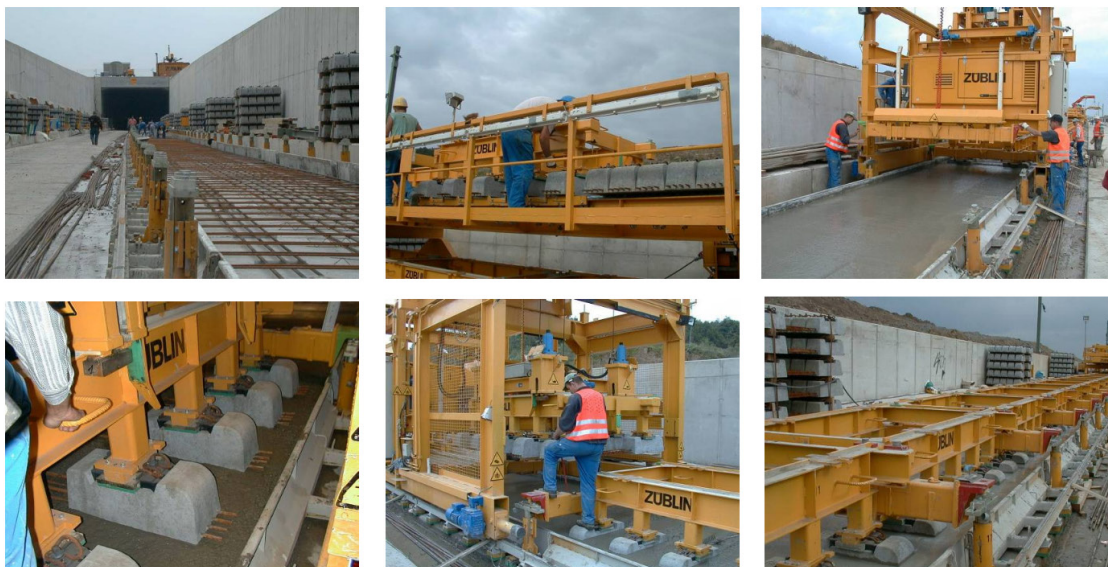


Figura 2-36: Sistema Züblin en construcción [134].

Esta tipología presenta una serie de ventajas y desventajas que la diferencian del resto de tipologías. Las ventajas y desventajas principales quedan resumidas a continuación.

Ventajas:

- Altos rendimientos constructivos.
- Es posible hacer correcciones geométricas modificando la sujeción.
- Facilidad para la sustitución o reparación de elementos como carril o sujeciones.
- Sistema homologado para la alta velocidad.
- Bajo coste.

Desventajas:

- Se requiere maquinaria específica.
- Problemas constructivos cuando existen peraltes superiores a 150 mm.
- Dificultad para circular con vehículos distintos del ferrocarril sobre esta tipología mediante el acople de bloques entre carriles.
- No atenúa en gran medida ni ruido ni vibraciones.

2.4.2 Proceso constructivo

En este apartado se revisa el proceso constructivo de un tramo de vía en placa. Resulta fácil de entender que el mismo va a depender de la tipología adoptada, por lo que se pueden presentar cuatro escenarios diferentes:

- Carril embebido.
- fijación directa (Bottom-Up).
- fijación directa (Top-Bottom).
- Bloques embebidos.

Los rendimientos y medios necesarios para la construcción de un tramo de vía en placa que en adelante se presentan, se han estimado a partir de los datos proporcionados por la empresa Edilon-Sedra.

2.4.2.1 Carril embebido

El proceso constructivo de esta tipología de vía, que posiblemente sea el más complejo, se agrupa en dos grandes pasos, que, a su vez, se subdividirán en tareas intermedias, las cuales quedan definidas a continuación:

Labores de infraestructura

Este paso no se va a tener en cuenta en este trabajo ya que dependerá, en gran medida, de la ubicación concreta del tramo de vía en placa.

Hormigonado de la losa

El proceso para construir la losa de hormigón con las hendiduras donde irán colocados los carriles puede hacerse de diversas maneras. En el presente documento se detallan los cuatro procedimientos más típicos.

Maquina extendedora

En este caso, el proceso estaría totalmente automatizado. La máquina extendería el hormigón de manera automática directamente sobre el armado presentado previamente. En la Figura 2-37 se presenta una imagen del proceso constructivo de la losa del sistema Edilon de carril embebido mediante la máquina mencionada.



Figura 2-37: Construcción tramo de sistema Edilon mediante maquina extendedora. Imagen proporcionada por la empresa Edilon.

Canaletas prefabricadas

Este procedimiento precisaría de las siguientes subtareas:

- Colocación de las canaletas en su cota topográfica.
- Colocación del armado, vertido y vibrado del hormigón de la losa.
- Retirada de los pórticos de montaje de las canaletas.

Encofrados (arriba-abajo)

Este procedimiento precisaría de las siguientes subtareas:

- Colocación de los encofrados en su cota topográfica mediante pórticos de montaje.
- Colocación del armado, vertido y vibrado del hormigón de la losa.
- Retirada de los encofrados y pórticos de montaje.

En la Figura 2-38, se presenta una imagen durante la construcción de la losa del sistema Edilon de carril embebido mediante encofrados arriba-abajo, donde se puede apreciar cómo los encofrados de las canaletas están sustentados por pórticos.



Figura 2-38: Construcción de un tramo del sistema Edilon mediante tipología de anclaje arriba-abajo. Imagen proporcionada por la empresa Edilon.

Encofrados (abajo-arriba)

Este procedimiento precisaría de las siguientes subtarefas:

- Colocación de los encofrados en su cota topográfica mediante anclajes.
- Colocación del armado, vertido y vibrado del hormigón de la losa.
- Retirada de los encofrados y pórticos de montaje.

En la Figura 2-39, se presenta una imagen durante la construcción de la losa del sistema Edilon de carril embebido mediante encofrados abajo-arriba, donde se puede ver cómo los encofrados de las canaletas están nivelados mediante apoyos en la plataforma inferior.

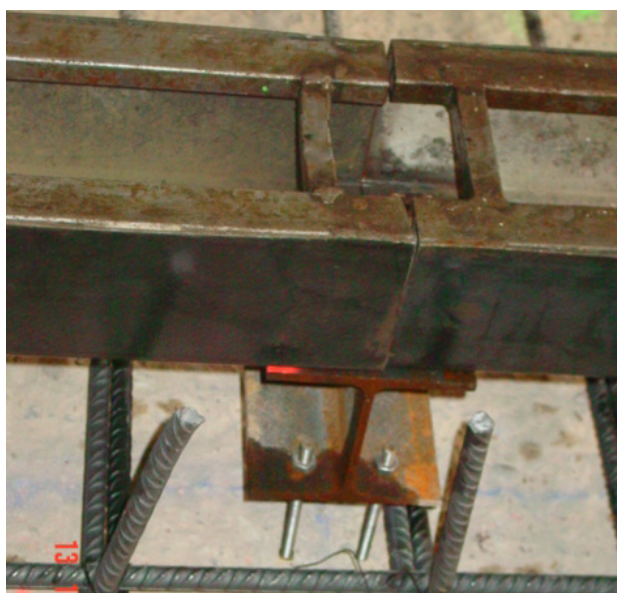


Figura 2-39: Construcción tramo de sistema Edilon mediante sistema de anclaje abajo-arriba. Imagen proporcionada por la empresa Edilon.

Comprobación topográfica

Una vez construida la losa, se procede a una comprobación de la geometría y posicionamiento de las canaletas, así como de que los carriles entran correctamente.

Aplicación del producto de imprimación en la fase de pretratamiento

Previamente a la colocación del carril, se ha de limpiar a fondo las canaletas y aplicar un producto de imprimación en la fase de pretratamiento para garantizar que no se producen pérdidas de adherencia entre la canaleta y el material elástico.

Montaje de los carriles

Los carriles se sueldan y sitúan en las canaletas. Además, se colocan y sujetan los bloques de relleno.

Aplicación del producto de imprimación fase de adherencia.

Se vuelve a aplicar el producto de imprimación para garantizar la correcta adherencia entre canaleta-material elástico-carril.

Vertido del material elastomérico de sujeción de los carriles

Se vierte el material elastomérico en la canaleta hasta la cota correspondiente, quedando el carril embebido en el mismo. En la Figura 2-40, se puede ver como se lleva a cabo el vertido de forma manual.



Figura 2-40: Sistema de fijación de los carriles. Imagen proporcionada por la empresa Edilon.

2.4.2.2 Fijación directa (Bottom-up)

El proceso constructivo de esta tipología de vía, se agrupa en once pasos intermedios, los cuales quedan definidos a continuación:

Labores de infraestructura

Este paso no se va a tener en cuenta en este trabajo ya que dependerá, en gran medida, de la ubicación concreta del tramo de vía en placa.

Ejecución de la losa

Colocación de la armadura y vertido del hormigón hasta la cota de la losa.

Distribución de las placas, carriles, ferralla, etc. sobre el trazado

Se dispondrán los elementos necesarios para la construcción del tramo de vía a lo largo del trazado de la vía.

Sujeción de los carriles mediante bridas

Los carriles se taladran y unen de manera temporal mediante bridas metálicas para dotarlos de la continuidad que facilita la ejecución de la obra.

Levantamiento del carril y colocación de las sujeciones

En primer lugar, se colocan los carriles en la posición final de manera aproximada. Sobre estos carriles se posicionarán las sujeciones con las separaciones adecuadas.

Alineación y nivelación de los carriles

Mediante medios, tanto mecánicos como topográficos, se sitúan los carriles en la posición final de los mismos. Llegado este momento, previo al taladrado de la losa, es necesario comprobar la alineación correcta de los carriles, utilizando la herramienta topográfica correspondiente.

Taladrado de la losa

Las sujeciones previamente colocadas servirán como indicadores de dónde se ha de taladrar para, posteriormente, anclar los tirafondos.

Limpieza de las perforaciones e inyección de la resina

Una vez comprobado que la ubicación de las sujeciones coincidentes con los agujeros es la adecuada, se procederá a fijar los tirafondos a la losa mediante una resina epoxi.

Comprobación topográfica

Antes de verter la cama de asiento con resina epoxi que fijará, de manera permanente, la posición final del carril, es preciso garantizar que se encuentra en la ubicación definitiva.

Aplicación de la cama de asiento con resina epoxi entre la losa y la sujeción

Para definir la posición final de la sujeción se vierte una cama de asiento con resina epoxi que fijara de manera definitiva la sujeción.

Soldadura del carril

Una vez que el hormigón alcanza la resistencia suficiente, se puede proceder a la soldadura y posterior amolado del carril.

Trabajos finales

Tras estas operaciones, quedan por realizar una serie de labores como son el apriete estipulado de las sujeciones, la eliminación de los pórticos de montaje y los trabajos de limpieza y comprobación topográfica de la vía.

2.4.2.3 Fijación directa (Top-bottom)

El proceso constructivo de esta tipología de vía se agrupa en ocho pasos intermedios, los cuales quedan definidos a continuación:

Labores de infraestructura

Este paso no se va a tener en cuenta en este trabajo ya que dependerá, en gran medida, de la ubicación concreta del tramo de vía en placa.

Vertido de hormigón de limpieza

Este hormigón de limpieza proporciona una base de apoyo para la vía en placa nivelada. En caso de tratarse de elementos de obra civil como pueden ser puentes o túneles, esta tarea no sería necesaria.

Distribución de las placas, carriles, ferralla, etc. sobre el trazado

Se dispondrán los elementos necesarios para la construcción del tramo de vía a lo largo del trazado de la vía.

Sujeción de los carriles mediante bridas

Los carriles se taladran y unen de manera temporal mediante bridas metálicas para dotarlos de la continuidad que facilita la ejecución de la obra.

Levantamiento del carril y colocación de las sujeciones

En primer lugar, se colocarán los carriles en la posición final de manera aproximada. Sobre estos carriles se posicionarán las sujeciones con las separaciones adecuadas.

Alineación y nivelación de la vía

Mediante medios, tanto mecánicos como topográficos, se sitúan los carriles en la posición final de los mismos. Llegado este momento, previo al hormigonado, es necesario realizar una serie de comprobaciones:

- Asegurar el correcto posicionamiento de los carriles mediante medios topográficos.
- Validar el estado del encofrado.

Vertido del hormigón de la losa

Se vierte hormigón hasta la placa de la sujeción. En este punto resulta de vital importancia tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Durante las primeras 5-6 horas desde el vertido del hormigón deben evitarse gradientes térmicos sobre el carril. Por lo que:
 - Se recomienda realizar el vertido del hormigón a la hora que se produzcan los menores gradientes térmicos.
 - Se aconseja cubrir el carril con lonas húmedas que eviten aumentos de temperatura del carril significativos.
 - Se recomienda el uso de hormigones de curado rápido.
- Se recomienda aplicar algún aditivo que evite la fisuración por retracción del hormigón.

Soldadura del carril

Una vez que el hormigón alcanza la resistencia suficiente, se puede proceder a la soldadura y posterior amolado del carril.

Trabajos finales

Tras estas operaciones, quedan por realizar una serie de labores como son el apriete estipulado de las sujeciones, la eliminación de los pórticos de montaje y los trabajos de limpieza y comprobación topográfica de la vía.

2.4.2.4 Bloques embebidos

El procedimiento constructivo de las tipologías de bloques embebidos se basa en el posicionamiento de los carriles antes de hormigonar, por lo que los pasos a seguir son relativamente parecidos a los de la fijación directa (Top-Bottom). Así, los ocho pasos intermedios quedan definidos a continuación:

Labores de infraestructura

Este paso no se va a tener en cuenta en este trabajo ya que dependerá, en gran medida, de la ubicación concreta del tramo de vía en placa.

Vertido de hormigón de limpieza

Este hormigón de limpieza proporciona una base de apoyo para la vía en placa nivelada. En caso de tratarse de elementos de obra civil como pueden ser puentes o túneles, esta tarea no sería necesaria.

Distribución de bloques embebidos, carriles, ferralla, etc. sobre el trazado

Se dispondrán los elementos necesarios para la construcción del tramo de vía a lo largo del trazado de la vía.

Sujeción de los carriles mediante bridas

Los carriles se taladran y unen de manera temporal mediante bridas metálicas para dotarlos de la continuidad que facilita la ejecución de la obra.

Levantamiento del carril y colocación de los bloques embebidos

En primer lugar, se colocarán los carriles en la posición final de manera aproximada. Sobre estos carriles se posicionarán los bloques embebidos con las separaciones adecuadas.

Alineación y nivelación de la vía

Mediante medios, tanto mecánicos como topográficos, se sitúan los carriles en la posición final de los mismos. Llegado este momento, previo al hormigonado, es necesario realizar una serie de comprobaciones:

- Asegurar el correcto posicionamiento de los carriles mediante medios topográficos.
- Validar el estado del encofrado.

Vertido del hormigón de la losa

Se vierte hormigón hasta la placa de la sujeción. En este punto resulta de vital importancia tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Durante las primeras 5-6 horas desde el vertido del hormigón deben evitarse gradientes térmicos sobre el carril. Por lo que:
 - Se recomienda realizar el vertido del hormigón a la hora que se produzcan los menores gradientes térmicos.
 - Se aconseja cubrir el carril con lonas húmedas que eviten aumentos de temperatura del carril significativos.
 - Se recomienda el uso de hormigones de curado rápido.
- Se recomienda aplicar algún aditivo que evite la fisuración por retracción del hormigón.

Soldadura del carril

Una vez que el hormigón alcanza la resistencia suficiente se puede proceder a la soldadura y posterior amolado del carril.

Trabajos finales

Tras estas operaciones, quedan por realizar una serie de labores como son el apriete estipulado de las sujeciones, la eliminación de los pórticos de montaje y los trabajos de limpieza y comprobación topográfica de la vía.

2.4.3 Rendimientos

En este apartado se estiman, de manera aproximada, el tiempo y los recursos necesarios para la construcción de un tramo de vía en placa en función de la tipología adoptada:

- Carril embebido, véase Tabla 2-5 a Tabla 2-7.
- Fijación directa (Bottom-Up), véase Tabla 2-8.
- Fijación directa (Top-Bottom), véase Tabla 2-9.
- Bloques embebidos, véase Tabla 2-10.

Destacar que estas tablas se han confeccionado tomando como punto de partida los datos proporcionados por la empresa Edilon-Sedra.

Tabla 2-5: Resumen de los parámetros relevantes para el rendimiento constructivo del montaje de sistemas de vía en placa con carril embebido.

Carril embebido				
Etapas	Descripción	Equipo de trabajo	Rendimiento	Maquinaria y herramientas
0	Labores de infraestructura		No se consideran en este documento al depender de la ubicación.	
1	Vertido de hormigón de limpieza	1 encargado, 3 peones, 1 carretillero, topógrafo y ayudante	100 metros de vía simple en jornada de 8 horas	Distribuidor de hormigón, elementos de vibrado y elementos ligeros
2	Hormigonado de la losa		Consultar Tabla 2.7	
3	Comprobación topográfica.	Topógrafo y ayudante	100 metros de vía simple en jornada de 4 horas	Útiles y equipos de topografía
4	Aplicación del producto de imprimación en la fase de pretratamiento	1 encargado y 6 peones	100 metros de vía simple en jornada de 8 horas	Brochas o rodillos
5	Montaje de los carriles		Consultar Tabla 2.8	
6	Aplicación del producto de imprimación en la fase de pretratamiento	1 encargado y 2 peones	100 metros de vía simple en jornada de 2 horas	Pulverizador en spray
7	Vertido del material elastomérico	1 encargado y 8 peones	80 metros de vía simple en jornada de 8 horas	Equipo de mezclado y herramienta ligera de vertido
8	Trabajos finales	1 encargado, 5 peones, topógrafo y ayudante para comprobación final	100 metros de vía simple en jornada de 6 horas	

Tabla 2-6: Resumen de los parámetros relevantes para el rendimiento constructivo del hormigonado de la losa en la tipología de carril embebido.

Hormigonado de la losa en la tipología de carril embebido				
Proceso	Tarea	Equipo de trabajo	Rendimiento	Maquinaria y herramientas
Máquina extendidora	Construcción de la losa	1 encargado, 5 peones, 1 técnico especialista extendidora, topógrafo y ayudante	200 metros de vía simple en jornada de 8 horas	Máquina extendidora
	Colocación de las canaletas en su cota topográfica	1 encargado, 5 peones, topógrafo y ayudante	80 metros de vía simple en jornada de 8 horas	Pórticos de montaje
	Colocación del armado, vertido y vibrado del hormigón de la losa	1 encargado, 6 peones	100 metros de vía simple en jornada de 6 horas	Distribuidor de hormigón, vibradores y herramienta ligera
Canaletas prefabricadas	Retirada de los pórticos de montaje de las canaletas	4 peones	80 metros de vía simple en jornada de 4 horas	Herramienta ligera
Encofrados (arriba-abajo)	Colocación de las canaletas en su cota topográfica	1 encargado, 5 peones, topógrafo y ayudante	100 metros de vía simple en una jornada de 8 horas.	Pórticos de montaje
	Colocación del armado, vertido y vibrado del hormigón de la losa	1 encargado, 6 peones	100 metros de vía simple en una jornada de 6 horas.	Distribuidor de hormigón, vibradores y herramienta ligera
	Retirada de los pórticos de montaje de las canaletas	4 peones	80 metros de vía simple en una jornada de 4 horas	Herramienta ligera
Encofrados (abajo-arriba)	Colocación de las canaletas en su cota topográfica	1 encargado, 5 peones, topógrafo y ayudante	60 metros de vía simple en una jornada de 8 horas	Pórticos de montaje
	Colocación del armado, vertido y vibrado del hormigón de la losa.	1 encargado, 6 peones	100 metros de vía simple en una jornada de 6 horas	Distribuidor de hormigón, vibradores y herramienta ligera
	Retirada de los pórticos de montaje de las canaletas	3 peones	100 metros de vía simple en una jornada de 4 horas	Herramienta ligera

Tabla 2-7: Resumen de los parámetros relevantes para el rendimiento constructivo del montaje de los carriles en la tipología de carril embebido.

Tarea	Equipo de trabajo	Rendimiento	Maquinaria y herramientas
Montaje “Abajo–Arriba”	3 peones, 1 topógrafo y su ayudantes	50 metros de vía simple en jornada de 8 horas	Cuñas de nivelación, herramienta ligera
Montaje “Arriba–Abajo”	3 peones, 1 topógrafo y su ayudantes	100 metros de vía simple en jornada de 8 horas	Pórticos de nivelación

Tabla 2-8: Resumen de los parámetros relevantes para el rendimiento constructivo del montaje de sistemas de vía en placa con Fijación directa (Bottom-Up).

Fijación directa (Bottom-Up)					
Etapas	Descripción	Equipo de trabajo	Rendimiento	Materiales	Maquinaria y herramientas
0	Labores de infraestructura	No se consideran en este documento al depender de la ubicación			
1	Ejecución de la losa	1 encargado, 6 peones,	100 metros de vía simple en jornada de 8 horas	Aproximadamente 1.3 m³ por metro de vía simple	Distribuidor de hormigón, elementos de vibrado y elementos ligeros
2	Distribución de los elementos sobre la traza	1 encargado, 2 peones, un carretillo	100 metros de vía simple en jornada de 4 horas	Los elementos a extender	Carretillo o similar
3	Sujeción de los carriles mediante bridas, puesta del carril y las sujeciones	3 peones	300 metros de vía simple en jornada de 6 horas	Carril y sujeciones	Atornilladores y polipastos deslizantes
4	Alineación y nivelación de los carriles	1 encargado, 4 peones y topógrafo y su ayudante	80 metros de vía simple en jornada de 8 horas	Útiles y equipos de topografía	Pórticos de nivelación y alineación de vía
5	Taladrado de la losa	1 encargado y 2 peones	100 metros de vía simple en jornada de 8 horas		Percutor de perforación de losa
6	Limpieza de los agujeros e inyección de la resina	1 encargado y 2 peones	100 metros de vía simple en jornada de 8 horas	Resina epoxi y pernos de anclaje	Mezcladora de resina y herramienta de vertido
7	Comprobación topográfica	Topógrafo y su ayudante	100 metros de vía simple en jornada de 4 horas		Útiles y equipos de topografía
8	Aplicación de la cama de asiento con resina epoxi entre la losa y la sujeción	1 encargado y 5 peones	100 metros de vía simple en jornada de 8 horas	Resina epoxi	Mezcladora de resina y herramienta de vertido
9	Soldadura del carril	Soldador especializado	1-1.5 horas por soldadura	Kit de soldadura	Amoladora
10	Trabajos finales	1 encargado, 5 peones, topógrafo y ayudante para comprobación final	100 metros de vía simple en jornada de 6 horas		

Tabla 2-9: Resumen de los parámetros relevantes para el rendimiento constructivo del montaje de sistemas de vía en placa con fijación directa (Top-Bottom).

Fijación directa (Top-Bottom)				
Etapa	Descripción	Equipo de trabajo	Rendimiento	Maquinaria y herramientas
0	Labores de infraestructura	No se consideran en este documento al depender de la ubicación		
1	Vertido de hormigón de limpieza	1 encargado, 3 peones, un carretillero y un topógrafo y su ayudante	100 metros de vía simple en jornada de 8 horas	Distribuidor de hormigón, elementos de vibrado y elementos ligeros: llanas, paletines...
2	Distribución de las placas, carriles, ferralla, etc. sobre el trazado	1 encargado, 4 peones, un carretillero	100 metros de vía simple en jornada de 4 horas	Carretilla o similar
3	Sujeción de los carriles mediante bridas y levantamiento del carril y colocación de las sujeciones	3 peones	300 metros de vía simple en jornada de 6 horas	Atornilladores y polipastos deslizantes
4	Alineación y nivelación de la vía	1 encargado, 4 peones y topógrafo más ayudante	80 metros de vía simple en jornada de 8 horas	Pórticos de nivelación y alineación de vía
5	Vertido del hormigón de la losa	1 encargado y 6 peones	100 metros de vía simple en jornada de 6 horas	Distribuidor de hormigón, vibradores y herramienta ligera
6	Soldadura del carril	Soldador especializado	1-1.5 horas por unión soldada	Amoladora
7	Trabajos finales	1 encargado, 5 peones y topógrafo más ayudante para comprobación final	100 metros de vía simple en jornada de 4 horas	Kit de soldadura

Tabla 2-10: Resumen de los parámetros relevantes para el rendimiento constructivo del montaje de sistemas de vía en placa con bloques embebidos.

Bloques embebidos					
Etapas	Descripción	Equipo de trabajo	Rendimiento	Materiales	Maquinaria y herramientas
0	Labores de infraestructura	No se consideran en este documento al depender de la ubicación			
1	Vertido de hormigón de limpieza	1 encargado, 3 peones, un carretillo y un topógrafo más su ayudante	100 metros de vía simple en jornada de 8 horas	Hormigón, encofrados, útiles varios	Distribuidor de hormigón, elementos de vibrado y elementos ligeros: llanas, paletines...
2	Distribución de las placas, carriles, ferralla, etc. sobre el trazado	1 encargado, 4 peones, un carretillo	100 metros de vía simple en jornada de 4 horas	Los elementos a extender	Carretillo o similar
3	Sujeción de los carriles mediante bridas y levantamiento del carril y colocación de las sujeciones	3 peones	200 metros de vía simple en jornada de 6 horas	Carril y sujeciones	Atornilladores y polipastos deslizantes
4	Alineación y nivelación de la vía	1 encargado, 4 peones y topógrafo más ayudante	80 metros de vía simple en jornada de 8 horas	Útiles y equipos de topografía	Pórticos de nivelación y alineación de vía
5	Vertido del hormigón de la losa	1 encargado y 6 peones	100 metros de vía simple en jornada de 6 horas	Aproximadamente 1,3 m ³ por metro de vía simple	Distribuidor de hormigón, vibradores y herramienta ligera
6	Soldadura del carril	Soldador especializado	1-1.5 horas por unión soldada	Kit de soldadura	Amoladora
7	Trabajos finales	1 encargado, 5 peones y topógrafo más ayudante para comprobación final	100 metros de vía simple en jornada de 4 horas		

CAPÍTULO 3

Materiales y metodología experimental

En el presente capítulo, se detallan los procedimientos de ensayo empleados durante el estudio experimental. El mismo se ha estructurado en cuatro partes: caracterización de materiales, proceso de dosificación, hormigón en estado fresco y hormigón en estado endurecido.

En la primera, caracterización de los materiales, se recogen los procesos que han permitido validar la utilización de los residuos surgidos tras el machaqueo de traviesas y balasto, para la fabricación del hormigón reciclado autocompactante. A continuación, en la segunda parte, proceso de dosificación, se explica, de manera detallada, el camino seguido hasta alcanzar las proporciones definitivas de los hormigones diseñados en esta investigación. Así mismo, en la tercera parte, ensayos en estado fresco, se describen los ensayos

realizados para garantizar que las dosificaciones propuestas cumplan con los requisitos de un hormigón autocompactante. La última parte, hormigón endurecido, se centra en presentar la caracterización llevada a cabo para comprobar las propiedades físicas, mecánicas y de durabilidad de los hormigones diseñados.

3.1 Caracterización de los materiales

Como se apuntaba previamente, en este apartado se detallan los procesos que han permitido la correcta caracterización de todos los materiales que se han utilizado en la fabricación del hormigón reciclado autocompactante. Para facilitar su seguimiento, se ha separado el estudio del cemento, por un lado, de la preparación y caracterización de los áridos, por otro.

Igualmente, se ha creído conveniente realizar una amplia campaña experimental sobre morteros, que ha permitido comparar las arenas recicladas con una arena de sílice normalizada. Esta es, concretamente, la temática concerniente al apartado 3.1.2.6 validación de las arenas recicladas.

3.1.1 Caracterización del cemento

En el transcurso de esta investigación, se ha utilizado un único cemento, CEM IV/B (V) 32.5 N según la norma EN 197-1 [12]. Se trata de un cemento comercial con una sustitución de entre un 36-55 % de clínker de portland por cenizas volantes (CV). Se seleccionó este cemento debido a que, en esta investigación, no se requerían altas resistencias iniciales y a que el alto contenido en CV aportaría, de manera directa, los finos demandados para la fabricación del hormigón autocompactante. Adicionalmente, estas CV mejorarán ciertas propiedades del hormigón, tanto en estado fresco como en estado endurecido. Así, en estado fresco, colaborarán en la trabajabilidad del hormigón como consecuencia de su geometría esférica que reduce el rozamiento entre partículas. En el caso del hormigón endurecido, debido a su carácter puzolánico, las CV reaccionarán químicamente, especialmente en edades superiores a los 60 días, dando lugar a pastas más compactas, lo que aumentará la resistencia mecánica y la durabilidad del hormigón fabricado con estas CV.

Además del efecto tanto en estado fresco como en estado endurecido, cabe señalar lo positivo que resulta el uso de CV para el medio ambiente. Malhotra [142] estima que aproximadamente el 7% de las emisiones de CO₂ a nivel mundial son consecuencia de la industria cementera. Por esta razón, es objetivo prioritario el intentar minimizar el impacto ambiental derivado de la fabricación de hormigón. Según Louise et al. [143] las emisiones de CO₂ generadas por el cemento portland (OPC) son aproximadamente 30 veces las generadas por las CV, por lo que resulta fácil entender que la sustitución de OPC por CV da lugar a hormigones más respetuosos con el medio ambiente.

3.1.1.1 Determinación de la densidad real del cemento

Este ensayo se realizó según el procedimiento descrito en la norma UNE 80103 [144]. La densidad real se obtiene como el cociente entre la masa y el volumen real. Al ser el cemento un material lo suficientemente fino, se puede despreciar su porosidad y suponer que el volumen relativo y el volumen real son iguales.

El procedimiento seguido para obtener la densidad real de un cemento consiste, en primer lugar, en pesar una cierta cantidad de cemento (P_1). Paralelamente, se llena un matraz de Le Chatelier hasta un punto cualquiera de la escala de la zona inferior del matraz, siendo este valor el volumen inicial (V_1). Posteriormente, se introduce cemento en el matraz hasta que el nivel del líquido alcance la escala superior, siendo ese valor el volumen final (V_2). Una vez alcanzado ese volumen V_2 , se vuelve a pesar la muestra de cemento, dando lugar a la masa final (P_2). La densidad real se obtiene mediante la siguiente expresión (3.1):

$$D_R = \frac{P_1 - P_2}{V_2 - V_1} \quad (3.1)$$

3.1.1.2 Determinación de la superficie específica Blaine

Una vez que se ha obtenido la densidad, se procede a la determinación de la superficie específica Blaine del cemento mediante un permeabilímetro Blaine, según el procedimiento descrito en la norma UNE-EN 196-6 [145].

El procedimiento seguido para obtener la superficie específica Blaine de un cemento, consiste, en primer lugar, en introducir un volumen conocido de cemento en un cilindro metálico, esto es posible ya que conocemos previamente la densidad del cemento. Tras el llenado del cilindro, se cierra herméticamente el sistema y se hace ascender una columna de aceite mediante vacío, hasta una cota reglada. En ese momento, se abre el circuito hermético y se mide el tiempo que tarda en pasar el aceite entre dos marcas existentes en el permeabilímetro Blaine. Este proceso ha de realizarse un mínimo de tres veces, considerando la media como resultado (t). Para la determinación de la superficie específica Blaine a partir del tiempo registrado, se utiliza la siguiente expresión (3.2).

$$S_{Blaine} = 524.2 \cdot k \cdot \frac{\sqrt{t}}{\rho} \quad (3.2)$$

Siendo:

- k una constante del permeabilímetro Blaine (2.641 para el utilizado en este trabajo, disponible en el Laboratorio).
- ρ la densidad real del cemento.

3.1.1.3 Composición química

La composición química del cemento se determinó mediante fluorescencia de rayos X (XRF). Este ensayo se realizó en el servicio de caracterización de materiales de la Universidad de Cantabria (SERCAMAT), y permitió determinar la proporción de los compuestos químicos presentes en el cemento.

3.1.2 Caracterización de los áridos

Para el estudio de los áridos, se han llevado a cabo ensayos que analizan las principales características que pueden influir en las propiedades del hormigón. La tarea se ha desarrollado en seis etapas: proceso de fabricación de los áridos, análisis macroscópico, propiedades geométricas y dimensionales, propiedades físicas, propiedades mecánicas y tribológicas y, por último, fabricación de una serie de morteros con el objetivo de validar las arenas recicladas.

3.1.2.1 Proceso de fabricación de los áridos

En este apartado, se describe, de manera detallada, el procedimiento seguido para triturar el material base hasta llegar a los áridos reciclados: árido reciclado proveniente de balasto triturado (RA-B) y árido reciclado proveniente de traviesa triturada (RA-S).

3.1.2.1.1 Recogida del material

Para validar la idea de valorizar las traviesas y el balasto, triturándolos y usándolos como árido para la fabricación del hormigón con el que se fabricará la vía en placa, cerrando de esta manera el ciclo de vida de los materiales, el primer paso es obtener este material fuera de uso. Para partir de unas condiciones lo más parecidas a las surgidas en un caso real, se propone disponer de material que se haya retirado de vía por encontrarse ya obsoleto.

Primeramente, se contactó con ADIF, Administrador de Infraestructuras Ferroviarias español, quien, de forma desinteresada, facilitó y proporcionó dichos materiales. En la Figura 3-1, se muestran dos fotografías del material suministrado. A la izquierda (a), se aprecia la operación de carga del balasto acopiado durante el proceso de desguarnecido de la vía considerado como fuera de uso. A la derecha (b), se constata el aspecto de una serie de traviesas ya retiradas, debido al alto grado de deterioro en el que se encuentran.



Figura 3-1: Recogida del material fuera de uso, (a) recogida del balasto tras el desguarnecido de la vía, (b) recogida de traviesas obsoletas.

3.1.2.1.2 Análisis de los materiales fuera de uso

Dado que es ampliamente conocido que las propiedades de los áridos reciclados dependen, en gran medida, de las propiedades del material de origen [75,76], se optó por caracterizar los materiales proporcionados antes de proceder a su trituración.

Una vez recepcionado el balasto, se caracterizó según los requisitos estipulados por el Ministerio de Fomento en su pliego de prescripciones técnicas generales de materiales ferroviarios [146], donde se definen los ensayos y los valores limitantes que ha de cumplir dicho material para validar su puesta en obra. Los requisitos que exige este documento abarcan nueve comprobaciones: origen y naturaleza, granulometría, partículas finas, finos, índice de lajas, longitud de los áridos, resistencia al desgaste–fragmentación, resistencia a la meteorización por la acción de las heladas y resistencia a la alteración Sonnenbrand.

Respecto a las traviesas, al encontrarse ya seriamente dañadas, no se realizó ningún ensayo mecánico sobre ellas, simplemente se toman, como base de partida, los datos de la especificación técnica de traviesas monobloque [147].

3.1.2.1.3 Trituración primaria

El material proporcionado se trasladó hasta las instalaciones de la empresa Valoria Residuos S.L. donde se procedió a la trituración primaria tanto del balasto como de las traviesas. Esta operación se realizó con una machacadora portátil que permitía, a la vez, regular el tamaño máximo de árido y separar las armaduras, en el caso de las traviesas (Figura 3-2).



Figura 3-2: Proceso de trituración de los elementos de vía fuera de servicio. (a) aspecto general. (b) detalle del material ya triturado.

Estos nuevos áridos se clasificaron en función de su tamaño, distinguiendo tres fracciones de cada reciclado: material descartado (partículas > 12 mm), gravilla (12 mm $>$ partículas > 5 mm) y arena (partículas < 5 mm).

3.1.2.1.4 Trituración secundaria

Al analizar las granulometrías obtenidas de la trituración primaria, se apreció que la cantidad de partículas por debajo de 2 mm era inferior a la esperable para la dosificación de un hormigón autocompactante. Por esa razón, se procedió a una trituración secundaria del material descartado en la trituración primaria mediante una trituradora de mandíbulas, véase Figura 3-3.



Figura 3-3: Machacadora de mandíbulas utilizada para el machaqueo secundario.

3.1.2.1.5 Fracciones granulométricas obtenidas

Tras estos dos procesos de trituración, se contaba con tres fracciones granulométricas de cada material de partida: una gravilla con partículas comprendidas entre 12-5 mm, una arena “gruesa” con partículas comprendidas entre 5-2 mm y una arena “fina” con partículas comprendidas entre 2-0 mm.

3.1.2.2 Composición macroscópica

En base a una inspección visual, se revisan aspectos que puedan servir posteriormente para justificar las propiedades geométricas, físicas o mecánicas que se determinarán en los siguientes apartados.

Lo que se busca con este análisis macroscópico es, por un lado, detectar la presencia de materiales no deseados entre los áridos como pueden ser materiales cerámicos, orgánicos, plásticos.... y, por otro lado, en el caso del RA-S, valorar la cantidad de mortero adherido al árido, el cual es la principal diferencia entre usar áridos naturales y áridos reciclados provenientes de hormigón.

3.1.2.2.1 Caracterización de las impurezas presentes

Para su concreción, se partió de una muestra aleatoria de aproximadamente 2 kg de cada una de las gravillas. Esta muestra se introdujo en la estufa a 105 ± 5 °C hasta peso constante, con la intención de eliminar la humedad presente en los áridos. Posteriormente, se procedió a su clasificación, de manera visual, en función de su naturaleza. Una vez completada la separación, se procedió al pesaje de cada uno de los grupos creados. El porcentaje en peso de cada una de los grupos creados, se calcula mediante la expresión (3.3).

$$F_i = \frac{P_i}{P} \cdot 100 \quad (3.3)$$

Donde:

F_i es el porcentaje en peso del grupo que se está analizando.

P_i es el peso del grupo que se está analizando.

P es el peso de la muestra total que se está analizando.

3.1.2.2.2 Cuantificación del mortero adherido en los áridos reciclados

A pesar de la relevancia que tiene el mortero adherido en las propiedades del hormigón reciclado, la cuantificación del mortero adherido no es algo trivial. En este trabajo se ha seguido el procedimiento empleado por Thomas et al. [79] para identificar lo que es árido natural y lo que es mortero adherido.

Dicho procedimiento consiste en realizar un ensayo de micro tomografía axial computarizada (μ CT) de una muestra de árido. De este ensayo, se obtiene un modelo digital 3D de las partículas escaneadas, en el que se pueden distinguir, en escala de grises, los materiales en función de su densidad, siendo el más blanco el material más denso y el más negro el menos denso.

Para realizar este ensayo, se llenó de gravilla compactada un cilindro de PVC de 5 cm de diámetro y 6 cm de altura. Posteriormente, sobre cada uno de estos cilindros de PVC se realizó un ensayo de μ CT. Cada uno de estos ensayos está constituido por 3 fases: escaneo, reconstrucción y análisis cuantitativo.

En la fase de escaneo, se utilizó un Skyscan 1172 μ CT similar al usado por Thomas et al. en [79]. En esta fase la muestra va girando dentro del μ CT, realizando cinco radiografías por cada grado, con una resolución de 6 μ m como tamaño de pixel.

En la fase de reconstrucción es posible determinar, mediante un algoritmo, cómo son las secciones transversales de la muestra a partir de las radiografías generadas durante la fase de escaneo.

El análisis cuantitativo tiene como objetivo determinar el porcentaje de árido que es mortero. Para ello, sabiendo que la muestra introducida es árido reciclado de hormigón, se puede estimar, de manera visual, el rango de grises en el que se encuentra el mortero y el rango de grises en el que se encuentra el árido natural. Una vez discretizado lo que es árido natural y lo que es mortero adherido, es posible cuantificar el volumen de cada uno de ellos y, posteriormente, estimar el porcentaje en volumen de mortero adherido presente en la muestra total de árido.

3.1.2.3 Propiedades geométricas y dimensionales

En este apartado, se definen los procedimientos utilizados para caracterizar las propiedades geométricas y dimensionales de los áridos, distinguiéndose cuatro fases: análisis granulométrico, contenido de finos, índice de lajas y coeficiente de forma.

3.1.2.3.1 Análisis granulométrico

El análisis granulométrico se realizó de acuerdo a la norma UNE-EN 933-1 [148]. En dicha norma, se indica, detalladamente, tanto el procedimiento de ensayo como la cantidad de material necesaria para determinar la granulometría de una muestra de árido.

El procedimiento seguido para determinar la granulometría comienza por la obtención de la muestra a analizar. Se realiza un cuarteo mediante rifles hasta alcanzar una cierta masa especificada en la norma en función del tamaño máximo de árido. La masa así conseguida, se introduce en la estufa a 110 ± 5 °C hasta peso constante, el cual será el peso seco (P_1). Llegado este momento, se procede al lavado de los áridos, pasando por el tamiz 0.063 mm, para posteriormente, volver a introducir la muestra en la estufa a 110 ± 5 °C, otra vez hasta llegar a peso seco, designado como (P_2). La diferencia entre P_1 y P_2 es el peso de partículas finas eliminadas durante el lavado.

Una vez eliminados los finos, se procede al cribado de la muestra. Se utilizaron los tamices de la serie UNE: 16, 14, 12.5, 11.2, 10, 8, 6.3, 5.6, 5, 4, 2.5, 2, 1.6, 1.25, 1, 0.5, 0.4, 0.25, 0.125 y 0.063 que se encuentren dentro del rango de tamaños correspondiente a cada una de las fracciones granulométricas definidas.

Los resultados de la granulometría se representan mediante las curvas granulométricas que definen el porcentaje de partículas que pasan por un cierto tamaño de malla.

3.1.2.3.2 Contenido de finos

El contenido de finos se determinó de acuerdo a la norma UNE-EN 933-2 [149].

El procedimiento seguido para calcular el contenido de finos consiste en aplicar la fórmula (3.4):

$$f = \frac{(P_1 - P_2) + P}{P_1} \cdot 100 \quad (3.4)$$

Siendo:

f el porcentaje de finos aportado por cada fracción

P_1 y P_2 los valores obtenidos en el apartado anterior.

P el peso de muestra que ha pasado por el tamiz 0.063 mm durante el tamizado.

3.1.2.3.3 Índice de lajas

El índice de lajas se determinó de acuerdo a la norma UNE 933-3 [150]. Este ensayo se realizó únicamente sobre las gravillas, seleccionando la fracción 10-8 mm.

El procedimiento seguido para obtener el índice de lajas consiste, primeramente, en el tamizado de una cierta muestra hasta conseguir suficiente material en la fracción 10-8 como para realizar el ensayo. El peso de esta muestra será (P_1), la cual, se vierte sobre un tamiz de barras y se tamiza manualmente durante un minuto. Acabada la operación, se pesa el árido que ha pasado por el tamiz de barras (P_2), el cociente entre estos dos valores expresado en porcentaje será el índice de lajas, es decir (3.5):

$$IL = \frac{P_2}{P_1} \cdot 100 \quad (3.5)$$

Siendo:

IL el valor del Índice de Lajas

P_1 el peso de la muestra

P_2 el peso de la muestra que pasa por el tamiz de barras

3.1.2.3.4 Coeficiente de forma

El coeficiente de forma se obtiene de acuerdo a la norma UNE-EN 933-4 [151]. El procedimiento seguido consiste en la clasificación de las partículas en función de si la relación entre la longitud máxima de la partícula (L) y la mínima (E) es mayor o menor a 3. Una vez clasificadas se pesan ambos grupos.

Se define el coeficiente de forma (SI) mediante la expresión (3.6):

$$SI = \frac{P_2}{P_1} \cdot 100 \quad (3.6)$$

Donde:

P_1 es el peso de la muestra total analizada

P_2 el peso de las partículas cuyo cociente L/E es mayor a 3

3.1.2.4 Propiedades físicas de los áridos

En este apartado, se definen los procedimientos utilizados para caracterizar las propiedades físicas de los áridos en base a tres mediciones: determinación de las densidades reales, relativas y aparentes, determinación de la absorción de agua y determinación de la porosidad accesible.

3.1.2.4.1 Determinación de densidades reales, relativas y aparentes

Las densidades reales, relativas, aparentes y saturadas de los áridos, se obtuvieron de acuerdo a las normas UNE EN-1097-6 [152] y UNE-EN 1097-3 [153]. El procedimiento para la determinación de la densidad real es similar al explicado en el apartado 3.1.1.1 Determinación de la densidad real del cemento.

El procedimiento para el cálculo de las densidades relativas y aparentes comienza por secar las muestras de árido en estufa a 110 ± 5 °C hasta peso constante (P_s). Una vez que el árido está seco, se introduce en una celda de vacío durante 24 horas, para ayudar a extraer el aire que se encuentra en los poros accesibles. Trascurridas esas 24 horas, sin quitar el vacío, se añade agua hasta sumergir completamente toda la muestra, y se mantiene el vacío durante otras 24 horas, tras las cuales, se elimina el vacío y se conserva otras 24 horas a presión atmosférica. Concluidas las etapas descritas, cuya finalidad es saturar completamente el árido, el mismo se seca superficialmente y se determina el peso de muestra saturada con superficie seca (P_{sss}). Por último, con ayuda de una balanza hidrostática se determina el volumen aparente de la muestra (V_a).

Con estos parámetros medidos, se calcula la densidad aparente según la ecuación (3.7) y la densidad relativa aplicando la ecuación (3.8).

$$D_a = \frac{P_s}{V_a} \quad (3.7)$$

$$D_r = \frac{P_s}{V_a - \frac{P_{sss} - P_s}{\gamma_w}} \quad (3.8)$$

Donde γ_w es la densidad del agua.

3.1.2.4.2 Determinación de la absorción de agua

La determinación de la absorción de los áridos es posible calcularla a partir de los parámetros ya medidos durante la determinación de las densidades a través de la formula (3.9).

$$A(\%) = \frac{\frac{P_{SSS} - P_s}{\gamma_w}}{P_s} \cdot 100 \quad (3.9)$$

3.1.2.4.3 Determinación de la porosidad accesible

La determinación de la porosidad accesible de los áridos es posible calcularla a partir de los parámetros ya medidos durante la determinación de las densidades a través de la formula (3.10).

$$P(\%) = \frac{P_{SSS} - P_s}{V_a} \cdot 100 \quad (3.10)$$

3.1.2.5 Propiedades mecánicas y tribológicas de los áridos

En este apartado, se definen los procedimientos utilizados para caracterizar las propiedades mecánicas y tribológicas de los áridos, distinguiéndose dos líneas: determinación del coeficiente de desgaste de los Ángeles e índice de machacabilidad.

3.1.2.5.1 Determinación del coeficiente de desgaste de los Ángeles

El coeficiente de desgaste de los Ángeles, se determina de acuerdo a la norma UNE EN-1097-2 [154], caracterizando la fracción granulométrica 8-11.2 mm. Para ello, se selecciona una muestra secada en estufa a 110 ± 5 °C hasta peso constante compuesta por 3000 g de la fracción 8-10 mm y 2000 g de la fracción 10-11.2 mm.

La muestra seleccionada se introduce en la máquina de ensayo junto con 12 bolas de acero. Después se hace girar la maquina un total de 500 revoluciones a una frecuencia de entre 30 y 33 rpm. Una vez completados los ciclos, se descarga el material y se hace pasar por un tamiz de 1.6 mm de apertura de malla, se lava y se seca en estufa a 110 ± 5 °C hasta peso constante (M_f).

El resultado del ensayo se expresa como el porcentaje de árido que ha pasado por el tamiz de 1.6 mm. Este valor se calcula mediante la fórmula (3.11).

$$LA(\%) = \frac{5000 - M_f}{5000} \cdot 100 \quad (3.11)$$

3.1.2.5.2 Índice de machacabilidad

El índice de machacabilidad se obtiene de acuerdo a la norma UNE-83112 [155]. Para ello, se prepara una muestra de tamaño 10-14 mm que, una vez seca y enfriada, se introduce en el útil del ensayo hasta enrasar, determinándose la masa del árido necesario para completar el relleno (m_{ni}).

Una vez determinada la masa del árido, se cierra el útil colocando el pistón superior y se aplica una carga hasta 400 kN a una velocidad constante de 40 kN/min. Después se descarga y extrae la muestra. Durante este proceso, se registra tanto la carga como el desplazamiento del actuador.

La muestra tras el ensayo se hace pasar por un tamiz de 2.5 mm de abertura, pesándose el material retenido en dicho tamiz (m_{nf}).

El índice de machacabilidad se expresa como el porcentaje de material que, tras el ensayo, pasa por el tamiz 2.5, véase la formula (3.12).

$$M_{n,dld} = \frac{m_{ni} - m_{nf}}{m_{ni}} \cdot 100 \quad (3.12)$$

3.1.2.6 Validación de las arenas recicladas

Como se aclaró en el apartado 2.2 Hormigón reciclado, el uso de arena reciclado es algo que puede comprometer las propiedades, tanto en estado fresco como endurecido del hormigón. Sin embargo, conocida la procedencia de la utilizada en esta investigación, se optó por analizar la viabilidad de su incorporación a las propuestas del RAC para la vía en placa.

Para ello, se ha planificado un estudio fabricando morteros con estos áridos finos reciclados, comparando sus resultados con los obtenidos en morteros de arena normalizada. El estudio contempla tres tipos de mezclas: un mortero normalizado con árido silíceo (NM-Si), un mortero con arena de balasto triturado (RM-B) y un mortero con arena procedente del machaqueo de las traviesas (RM-S).

3.1.2.6.1 Dosificación de los morteros

Para poder comparar los resultados, se intentó realizar una dosificación lo más parecida posible en los tres casos, tomando como referencia la dosificación de los morteros de referencia presente en la norma EN-196-1 [156]. Los parámetros que se unificaron fueron: cantidad de cemento, volumen de árido, relación agua/cemento efectiva, granulometría, proceso de fabricación y proceso de curado.

3.1.2.6.1.1 Granulometría

Para obtener una granulometría similar en los tres casos, se fabricó, de manera manual, la misma, generando paquetes con igual granulometría y mismo volumen de las arenas recicladas que los paquetes de arena normalizada, véase Figura 3-4. Como punto de partida, se comprobó la granulometría de la arena normalizada según el procedimiento descrito en el apartado 3.1.2.3.1 Análisis granulométrico.

Paralelamente, se determinó la densidad de cada una de las arenas según el procedimiento descrito en el apartado 3.1.2.4.1 Determinación de densidades reales, relativas y aparentes.

Una vez conocida la masa retenida en cada tamiz y la densidad del árido normalizado, fue posible determinar el volumen de árido normalizado retenido en cada uno de los tamices. Si se fija este volumen para las tres dosificaciones, se puede determinar el peso que debiera quedar retenido en cada tamiz de cada uno de los áridos reciclados. Por lo que se tamizó una muestra de cada uno de los áridos reciclados lo suficientemente grande para generar cinco bolsas de árido reciclado que permitieran fabricar las probetas previstas para llevar a cabo la comparativa.



Figura 3-4: Muestras de arena con la misma granulometría y volumen que la normalizada.

3.1.2.6.1.2 Cantidad de cemento

La dosificación presente en la norma EN-196-1 [157] define las cantidades que se han de añadir de cada uno de los materiales, concretamente, (450 ± 2) g de cemento, (1350 ± 5) g de arena y (225 ± 1) g de agua.

En las tres dosificaciones se añadió 450 g de cemento.

3.1.2.6.1.3 Relación agua/cemento efectiva

Al tratarse la relación agua/cemento efectiva de un parámetro fundamental para las propiedades mecánicas del mortero, se consideró necesario tener en cuenta la absorción de los áridos, especialmente, en el caso del RA-S. Para determinar la cantidad de agua absorbida durante el amasado, se supuso que, en dicha operación, la capacidad de absorción de los áridos es del 100% aunque otros autores utilizan entre un 75-80 %.

3.1.2.6.1.4 Determinación de la absorción de las arenas

El ensayo se realizó sobre una muestra de arena con la granulometría y volumen específico de los morteros normalizados, ver apartado 3.1.2.6.1 Dosificación de los morteros. El procedimiento utilizado es el descrito en los apartados 3.1.2.4.1 y 3.1.2.4.2.

3.1.2.6.1.5 Proceso de amasado, fabricación y curado de probetas

El proceso de amasado es el descrito en la norma EN-196-1:

- Una vez seleccionados los materiales, se vierte el cemento en el recipiente de mezclado con cuidado de no perder material.
- Seguidamente, se empieza a verter el agua y, simultáneamente, se pone en marcha la mezcladora a velocidad lenta (140 ± 5) rpm.
- Tras 30 segundos de amasado, se comienza a añadir la arena de manera constante durante otros 30 s.
- Una vez transcurrido ese tiempo, se pone la amasadora en velocidad rápida (185 ± 10) rpm durante otros 30 s.
- Se detiene la amasadora durante 90 s, tiempo durante el cual se retira el mortero adherido a las paredes del recipiente de mezclado.
- Se continúa mezclando a velocidad rápida durante 60 s.
- Trascurrido este tiempo, el mortero está listo para ser introducido en los moldes.

El compactado de las probetas se realizó en dos tongadas por medio de una compactadora que cumple con los requisitos establecidos en la norma EN-196-1.

Se fabricaron dos tipos de probeta, por un lado, morteros prismáticos normalizados, de dimensiones 40x40x160 mm (SM) y, por otro, probetas cilíndricas en miniatura de 2 cm de diámetro y 4 cm de altura a las que se denominó minimorteros (MMS), véase Figura 3-5. Las probetas en miniatura fueron diseñadas con el tamaño óptimo para poder ser analizados a través de ensayos de μ CT.



Figura 3-5: Minimorteros fabricados.

A la edad de 24 horas, se extrajeron de los moldes y posteriormente se sumergieron en agua para asegurar las condiciones de curado óptimo hasta unas 24 horas antes del comienzo de su ensayo, momento en el que se procedía al pulido de las caras tanto superior como inferior para garantizar la correcta aplicación de las cargas. Tras este pulido las muestras se dejaban secando al aire hasta el momento del ensayo.

3.1.2.6.2 Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas analizadas son su resistencia a compresión y su comportamiento a fatiga.

3.1.2.6.2.1 Resistencia a compresión

Los SM fueron ensayados según dicta la norma UNE-EN 1015-11 [158]. En primer lugar, se llevan a rotura por flexión los prismas de 40x40x160 mm, de donde se obtienen dos mitades que, posteriormente, sirven para determinar la resistencia a compresión.

Para ensayar a compresión simple se utilizó una máquina servohidráulica de ± 100 kN de capacidad a la que se acopló el útil de compresión de morteros normalizados dotado de una rotula en la cabeza superior que garantiza la axialidad de las cargas.

La velocidad de aplicación de la carga fue de 0.05 mm/s, garantizando que no hubiera acelerones, ni que los tiempos de ensayo fueran, en ningún caso, inferiores a 30 segundos o superiores a 90 segundos. La velocidad de ensayo de los minimorteros es la misma que se dicta la norma UNE-EN 1015-11 [158] para el ensayo de los morteros normalizados, dado que, tienen la misma altura.

El procedimiento para ensayar los MMS fue idéntico al de los SM tras su ensayo a flexión.

3.1.2.6.2.2 Fatiga

Para determinar el comportamiento a largo plazo del material bajo esfuerzos variables de fatiga emulando sus condiciones de servicio en determinadas circunstancias, se decidió caracterizar el material reciclado dinámicamente, realizando un ensayo de fatiga acelerado Locati [159,160]. Los ensayos de fatiga se planificaron pasados los 90 días con el fin de minimizar las diferencias en las propiedades mecánicas de la probeta derivadas de la edad a la hora del ensayo, el elevado número de los mismos programados y su larga duración.

La metodología Locati consiste en aplicar escalones crecientes de cargas senoidales, manteniendo constante la relación $\sigma_{\max}/\sigma_{\min}$, durante un número constante de ciclos y a una frecuencia fija. En la Figura 3-6, se recoge un esquema explicativo del escalonado comentado.

La caracterización en fatiga, se ha programado enfocando el estudio hacia la medición del daño producido. Para ello, se ha combinado la técnica tradicional de análisis de la evolución de los registros carga-deformación con otra novedosa de crecimiento de las fisuras presentes apoyada en observaciones μ -CT.

Para obtener las curvas carga-deformación, las probetas se han instrumentado con bandas extensométricas, lo que ha permitido analizar el comportamiento de las mismas frente a sollicitaciones cíclicas crecientes. Durante los ensayos, se registró la evolución de la carga y la deformación de dos bandas extensométricas colocadas sobre generatrices diametralmente opuestas. En la Tabla 3-1, se detallan los niveles, frecuencia y número de ciclos aplicados a las probetas ensayadas.

El criterio elegido para definir el límite de endurancia es la amplitud de tensión correspondiente al último escalón en el que la deformación alcanzada se estabiliza (la velocidad de deformación al final del escalón retorna al valor cero) [161].

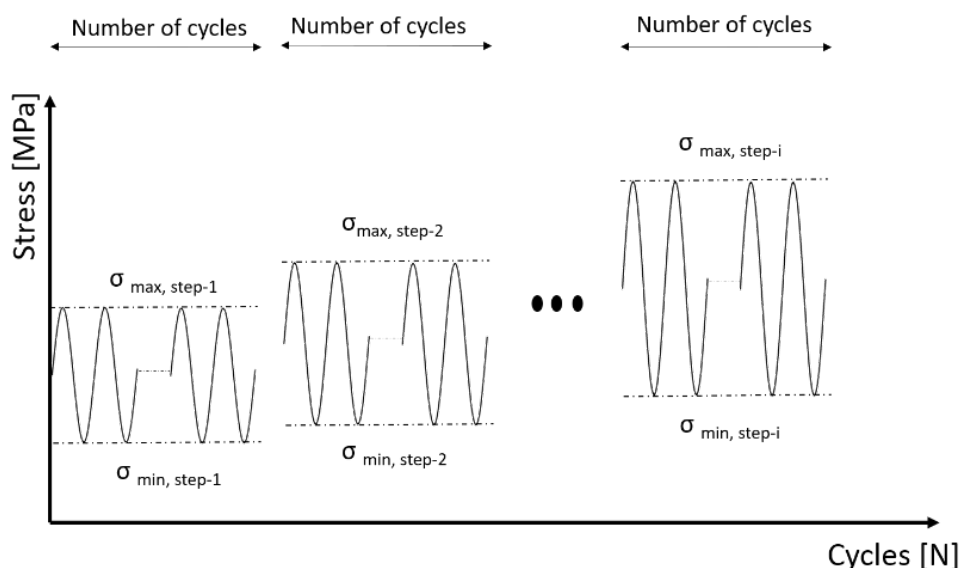


Figura 3-6: Método Locati.

Tabla 3-1: Parámetros utilizados en el ensayo Locati.

Escalón Locati	Fmax [kN]	Fmin [kN]	Frecuencia [Hz]	Número de ciclos [N]
1	3	0.3	10	$2 \cdot 10^5$
2	4	0.4	10	$2 \cdot 10^5$
3	5	0.5	10	$2 \cdot 10^5$
....	10	$2 \cdot 10^5$

Como ya se ha indicado previamente, los ensayos de μ CT permiten obtener un modelo digital 3D de una muestra aportando información tanto de su aspecto superficial como del interior de la misma. Con esta técnica es posible practicar una serie de cortes transversales de la muestra muy próximos entre sí que, asignándolos un cierto espesor del orden de micras se pueden combinar formando un modelo 3D. Una vez completada la recomposición, se puede analizar la evolución del aspecto superficial, así como de cada una de las fases presentes dentro del mortero. Se ha prestado especial interés en identificar, cuantificar y analizar la evolución de los poros y grietas presentes dentro de la matriz.

La técnica de μ CT está constituida por cuatro fases: escaneo, reconstrucción, análisis cualitativo y análisis cuantitativo. En la fase de escaneo, se utilizó un Skyscan 1172 μ CT similar al usado en [79]. En esta fase, la muestra va girando dentro del μ CT realizando 5 radiografías por cada grado, con una resolución de 6 μ m como tamaño de pixel. En la fase de reconstrucción, mediante un algoritmo, es posible determinar cómo son las secciones transversales de la muestra a partir de las radiografías.

Esta técnica ha sido utilizada por otros autores para analizar los micromecanismos de fallo en otros tipos de hormigón, como, por ejemplo, M.A. Vicente et al. [162] sobre mezclas reforzadas con fibras. Por su parte, Skarżyński et al. [163,164] analizaron los mecanismos de daño que sufren los hormigones convencionales, tanto en procesos de fractura como de fatiga. También destaca la publicación de Shuxian Hong et al [165] que estudia los mecanismos de fisuración en morteros.

El análisis cualitativo consistió en la inspección visual de cada una de las secciones transversales obtenidas durante la fase de reconstrucción. En primer lugar se buscaba la aparición de fisuras y, una vez que esta aparición de fisuras había comenzado, se controlaba la evolución de su propagación.

Respecto al análisis cuantitativo, se determinó, mediante un criterio visual, el valor del thresholding, es decir, el límite entre el aire y la matriz. Una vez definido este criterio, se cuantificó, por un lado, la cantidad de aire presente en cada sección obtenida durante la fase de reconstrucción (porosidad 2D) y, por otro, el volumen de aire dentro del volumen total de la muestra (porosidad 3D). Posteriormente, se analizó la evolución de la misma a lo largo de los ensayos de fatiga realizados.

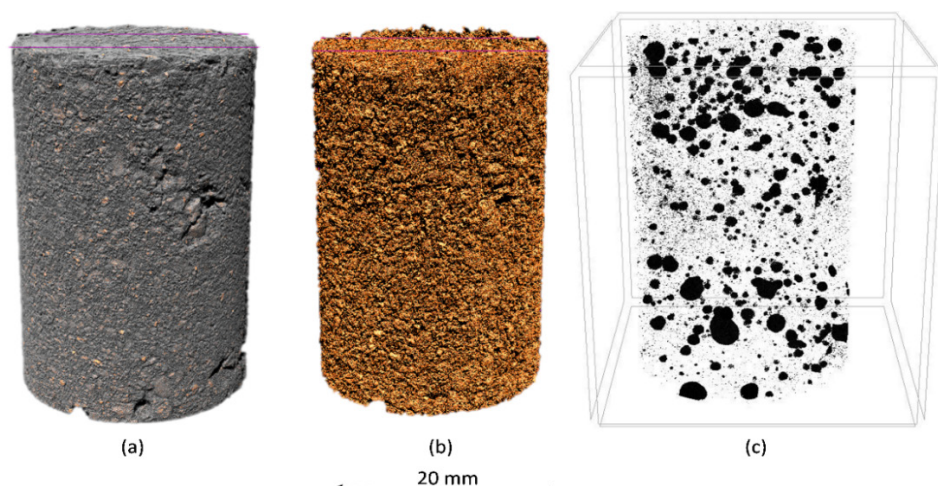


Figura 3-7: Posibilidades del análisis de μ CT.

3.1.2.6.3 Durabilidad

Buscando realizar ensayos de durabilidad lo más agresivos posibles, se optó por utilizar el mismo tipo de probeta diseñada para los ensayos de fatiga, dado que estas tienen un mayor ratio área/volumen que las probetas normalizadas, por lo que serán más susceptibles de sufrir daño por la penetración de agentes externos. Se analizó el comportamiento de los MMS frente a agente externos agresivos, concretamente, al ser sometidos a ciclos de humedad-sequedad en presencia de distintos fluidos agresivos.

Al no existir una normativa específica para los ciclos de humedad-sequedad a aplicar sobre morteros, se adaptó la norma UNE-EN 14066 [166]. Para ello, se eligieron tres disoluciones que pueden resultar altamente perjudiciales: agua destilada, agua de mar y agua con una disolución de sulfato potásico al 5%. Los ensayos dieron comienzo cuando las probetas cumplieron 28 días. Para analizar el efecto que tienen estos ciclos, parte de las probetas se mantuvieron inmersas en agua, sin realizar ciclos, estas muestras se utilizaron como referencia.

El procedimiento seguido para analizar el efecto de los ciclos de humedad-sequedad consistió en destinar, de cada uno de los morteros, diez muestras como referencia (1-10), diez para ciclos en agua destilada (11-20), diez para ciclos en agua de mar (21-31) y diez para ciclos en agua con sulfatos (31-40). Se realizaron 50 ciclos que consistieron en mantener las probetas en estufa ventilada durante 18 horas a 70 °C y 6 horas sumergidas en el líquido correspondiente.

Para analizar cómo afectan a las propiedades mecánicas estos ciclos de humedad-sequedad en distintos ambientes agresivos, se controló la evolución de la resistencia a compresión en función del número de ciclos. Para ello, de las diez probetas disponibles por cada binomio material-ambiente, se determinó la resistencia a compresión mediante la media de 3 ensayos tras 15 ciclos, 3 ensayos tras 30 ciclos y 4 ensayos tras 50 ciclos. Los ensayos de compresión se realizaron según el procedimiento descrito en 3.1.2.6.2.1 Resistencia a compresión.

3.2 Dosificación

El objetivo de esta investigación es dosificar tres hormigones reciclados, uno con RA-B exclusivamente (RC-B), otro exclusivamente con RA-S (RC-S) y, por último, otro fabricado también exclusivamente con árido reciclado, pero en este caso, con los dos tipos de árido, RA-B y RA-S, en la proporción teórica en la que se pueden encontrar estos materiales en la superestructura ferroviaria (RC-M).

Los requisitos exigidos a estos hormigones reciclados son cumplir con las exigencias de un hormigón autocompactante y, en base al apartado 2.3 Hormigón para vía en placa, una resistencia de 35 MPa a la edad de 28 días.

El procedimiento de dosificación seguido consiste en tres etapas. En primer lugar, se delimita la cantidad de aditivo superplastificante mediante la determinación del punto de saturación del aditivo. Una vez fijada la cantidad de aditivo, se define la relación entre las dos arenas, arena gruesa (LS) y arena fina (FS), en función del comportamiento en estado fresco de morteros fabricados con distintos porcentajes de cada una de las arenas. Por último, partiendo de una cantidad de cemento por metro cúbico de 500 kg y mediante un proceso iterativo, se determinan la relación w/c y la relación entre árido grueso/ total de árido, con lo que queda totalmente ajustada la dosificación.

3.2.1 Estimación del número de probetas necesarias

Teniendo en cuenta las dosificaciones a caracterizar, es requisito de partida hacer una estimación del volumen de hormigón que va a ser necesario para llevar a cabo esta investigación.

3.2.1.1 Hormigón necesario para analizar el comportamiento en estado fresco

De cada una de las tres dosificaciones, se propone realizar dos ensayos de escurrimiento (5 l), dos ensayos de caja en L (12 l), dos ensayos de embudo en V (12 l) y dos ensayos de segregación por tamiz (10 l).

3.2.1.2 Volumen necesario para analizar el aspecto del hormigón

De cada una de las tres dosificaciones, se utilizará una probeta cilíndrica de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura cortada según un plano diametral para analizar la posible segregación de los áridos.

3.2.1.3 Volumen necesario para analizar las propiedades físicas del hormigón

De cada una de las tres dosificaciones, se realizarán nueve ensayos. Los mismos se practicarán a nueve probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 10 cm de altura, obtenidas a partir de tres probetas normalizadas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura.

3.2.1.4 Volumen necesario para analizar las propiedades mecánicas del hormigón

Las propiedades mecánicas ensayadas son: resistencia a compresión, módulo elástico y comportamiento a fatiga.

El valor de la resistencia a compresión, se calculará como la media de cinco ensayos sobre probeta cúbica de 10x10x10 cm³. La evolución temporal de la misma, se comprobará a ocho edades distintas.

El módulo elástico, se obtendrá como media de dos ensayos sobre probetas cilíndricas de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura, controlando los cambios surgidos a cuatro edades distintas.

Los ensayos de fatiga se planifican en cuatro grupos: ensayos Locati de $2 \cdot 10^5$ ciclos a baja frecuencia, ensayos Locati de $2 \cdot 10^5$ ciclos a alta frecuencia, ensayos Locati de $5 \cdot 10^5$ ciclos a alta frecuencia y ensayos Staircase a alta frecuencia, todos ellos utilizando probetas cilíndricas de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura.

Para los ensayos Locati se necesitan dos probetas por grupo y material y para los ensayos Staircase se requieren nueve probetas por cada dosificación.

3.2.1.5 Volumen necesario para analizar la durabilidad del hormigón

Los ensayos de permeabilidad al oxígeno se llevarán a cabo sobre las probetas utilizadas para determinar las propiedades físicas del hormigón, ya que los ensayos para caracterizar físicamente a las probetas no producen ningún daño sobre las mismas.

Los ensayos de permeabilidad al agua se realizarán una vez finalizados los anteriores sobre las mismas probetas, ya que, al utilizar valores de presión bajos, no se modifica sensiblemente la permeabilidad del material.

Para los ensayos de choque térmico se utilizarán cuatro probetas cúbicas de $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$.

Para los ensayos de hielo-deshielo se destinarán, de igual manera, cuatro probetas cúbicas de $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$.

Para los ensayos de desgaste se aprovecharán las rebanadas superior e inferior de las tres probetas cilíndricas normalizadas de las que se obtienen las probetas para los ensayos de determinación de las propiedades físicas.

Para los ensayos de retracción se dispondrá de dos probetas de $300 \times 50 \times 50 \text{ mm}^3$.

Para los ensayos de fluencia se fabricarán tres probetas de 5 cm de diámetro y 10 cm de altura.

Como resumen, la cantidad de hormigón necesaria para el desarrollo de esta Tesis, se presenta en la Tabla 3-2, donde vienen especificados tanto la finalidad como el número y tipo de probetas ajustados a la planificación establecida.

Tabla 3-2: Resumen de la estimación del volumen de hormigón requerido.

Tipo de probeta	Nº ensayos/ probetas	Ensayos	Volumen total [l]
Ensayos en estado fresco			
---	2	Escurecimiento	10
---	2	Caja en L	24
---	2	Embudo en V	24
---	2	Segregación por tamiz	20
----	10	Densidad en estado fresco	---
Ensayos en estado endurecido			
		Propiedades físicas	
Cilindros de 15x30	3	Permeabilidad al oxígeno	16
		Permeabilidad al agua	
		Desgaste	
Cubos 10x10x10	40	Resistencia a compresión	40
Cilindros 10x20	8	Módulo elástico	13
Cilindros 10x20	6	Ensayos Locati	10
Cilindros 10x20	9	Ensayos Staircase	15
Cubos 10x10x10	4	Ensayos choque térmico	4
Cubos 10x10x10	4	Ensayos hielo-deshielo	4
Prismas 30x5x5	2	Retracción	1.5
Cilindros 5x10	3	Fluencia	1
Total			182.5

3.2.2 Determinación de la cantidad de aditivo

Para definir la cantidad de aditivo superplastificante, se determinó el punto de saturación del aditivo mediante el ensayo del cono de Marsh.

El ensayo del cono de Marsh es un ensayo que permite evaluar la fluidez de pastas de cemento o de morteros. El procedimiento se realiza de acuerdo a la norma ASTM C939-97 [167] y consiste en hacer pasar un volumen de mezcla por el útil del ensayo, registrando el tiempo que tardan en pasar los 200 primeros ml. El resultado refleja que la muestra es tanto más fluida cuanto menor sea el tiempo invertido en proceder al vaciado.

El ensayo se realizó sobre pastas de cemento con porcentajes de aditivo/cemento iguales a 0 %, 0.5 %, 1%, 1.5%, 2% y 3%. De manera adicional, tal como hizo Israel Sosa en su Tesis Doctoral [28], se registraron los tiempos de paso para 500, 750 y 1000 ml, con la intención de obtener resultados más robustos.

3.2.3 Determinación de la relación entre la arena fina y la arena gruesa

Dado que la trabajabilidad del HAC depende en su mayor parte de la trabajabilidad de su mortero, y que existían dos tipos de arenas, con dos granulometrías claramente diferenciadas, se decidió fijar la relación entre las dos arenas mediante el análisis tanto de la resistencia a compresión como de la fluidez de morteros fabricados con distintos porcentajes de cada una de estas arenas. Para ello, se fabricaron morteros normalizados partiendo de la dosificación especificada en la norma EN-196-1 [157], pero combinando las arenas recicladas según se obtienen del proceso de trituración. De estos morteros, se mide el escurrimiento mediante el utillaje de la mesa de sacudidas y la resistencia a compresión a 28 días. El criterio para fijar la relación entre las arenas consiste en garantizar un escurrimiento de 25 mm de diámetro y una resistencia mecánica mínima de 60 MPa.

3.2.4 Dosificación del hormigón

Tras optimizar la proporción del aditivo superplastificante y de la relación arena fina/arena gruesa, los criterios elegidos para completar la dosificación de los HAC parten de fijar el contenido de cemento en 500 kg/m³, lo que permite garantizar la presencia de finos necesaria para lograr una correcta autocompactabilidad, la relación w/c en 0.4 y el porcentaje de gravilla respecto al total de áridos (g/a) en un 40%. Posteriormente, estos dos valores se ajustaron mediante un proceso iterativo basado en la obtención de un comportamiento en estado fresco que cumpliera con los criterios de partida, es decir lograr un HAC que asegure una resistencia a compresión a los 28 días de 35 MPa.

Los pasos que se siguieron para llegar al hormigón buscado se basaron en las siguientes indicaciones: se fijaron 2 parámetros de análisis, que se analizaban tanto mediante ensayos en estado fresco como de manera visual: segregación y bloqueo. En función de estos resultados, se actuaba de la siguiente manera:

- En caso de apreciar segregación, se reducía bien la relación w/c (se elimina el exceso de agua que existe en el hormigón) o bien la relación g/a (se aumenta el volumen de mortero).
- En caso de apreciar bloqueo, se reducía la relación g/a, lo que facilita que el árido grueso se mantenga en suspensión en el mortero y derive en una mayor habilidad de paso.

3.2.5 Procedimiento de amasado

El proceso de mezclado es similar al de cualquier otro hormigón, con la salvedad de que se aumenta el tiempo de amasado para garantizar la correcta distribución del aditivo superplastificante por toda la masa fresca.

En el desarrollo de esta Tesis se prepararon dos tipos de amasadas de hormigón. Las primeras, de 20 l, en un proceso iterativo que conduce al ajuste de la dosificación y, una vez alcanzada ésta, amasadas de 40 litros, tanto para la realización de los ensayos en estado fresco como para la fabricación de probetas. Para todas las mezclas se utilizó una hormigonera de eje vertical de 50 litros de capacidad, y un proceso de amasado estructurado en 8 pasos:

- Paso-1: Comprobación del correcto funcionamiento de todos los elementos de la hormigonera.
- Paso-2: Se humedece el interior de la hormigonera para no alterar la relación agua/cemento efectiva.
- Paso-3: Pesaje del material necesario para la fabricación del hormigón (áridos, cemento, agua y aditivo).
- Paso-4: Introducción de los áridos y el cemento en la hormigonera en orden decreciente de tamaños, es decir primero las gravillas, posteriormente las arenas y, por último, el cemento.

- Paso-5: Separación de un 10% del agua de amasado para, posteriormente, mezclarlo con el aditivo superplastificante.
- Paso-6: puesta en funcionamiento de la hormigonera y comienzo de vertido del agua.
- Paso-7: Transcurrido un minuto de la puesta en marcha de la hormigonera, se procede a añadir el aditivo superplastificante junto con el agua separada en el paso 5.
- Paso-8: Transcurridos 6 minutos del comienzo de mezclado, se da por terminado el proceso de amasado.

En la Figura 3-8, se puede ver la evolución del aspecto del hormigón durante el proceso de mezclado de los componentes. En la imagen superior izquierda (a), se muestra el interior de la hormigonera antes de introducir los materiales. En la segunda imagen (b), se aprecia el acopio de materiales ya dentro de la hormigonera a salvedad del agua y el aditivo superplastificante, antes de comenzar el mezclado de los mismos. En la tercera imagen (c), ya con todos los componentes en la cuba, se recoge el aspecto del hormigón antes de que comience a hacer efecto el aditivo superplastificante. La cuarta imagen (d) está tomada instantes antes de proceder a la extracción del hormigón autocompactante listo para ser utilizado.

La rutina para la fabricación de las probetas consistió en pasar el hormigón de la hormigonera a unos capazos y el posterior relleno de los moldes por el vertido directo de la masa fresca completado en una sola capa, véase la Figura 3-9 (a). Los moldes protegidos se mantuvieron en esta situación hasta las 24 horas, véase Figura 3-9 (b), momento en el que se procedía al desmoldado y posterior introducción en un tanque de agua durante la primera semana para garantizar el curado óptimo de las mismas, Figura 3-9 (c). Tras una semana inmersas en agua, se trasladaron a una cámara de curado donde se mantenían a temperatura (20°C) y humedad (95%) constante hasta 24 horas antes de ser ensayadas.

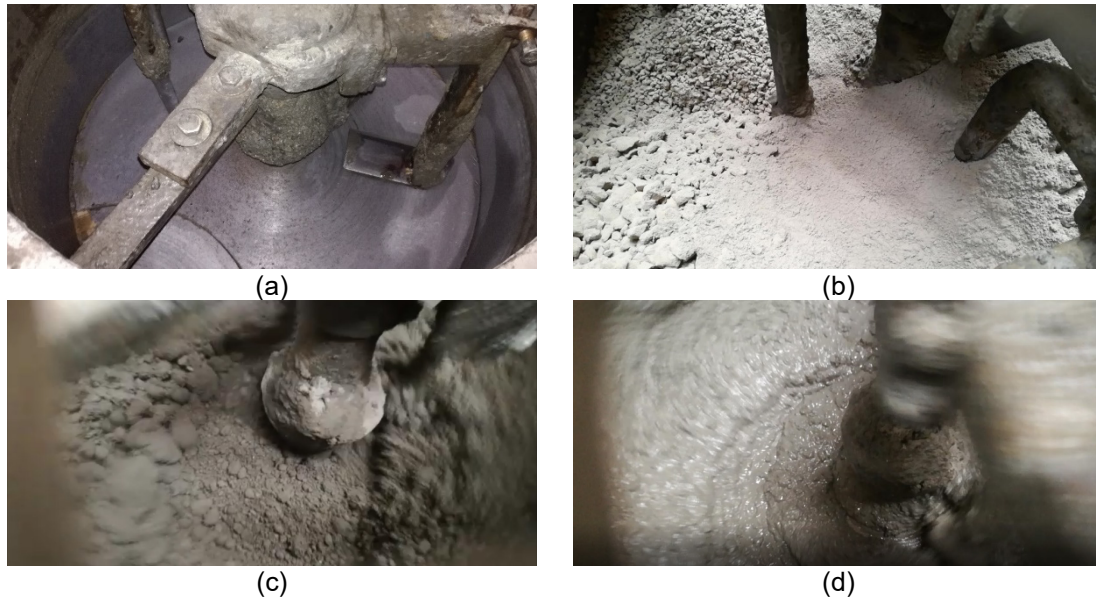


Figura 3-8: Evolución del hormigón durante el proceso de amasado. (a) Hormigonera antes de la introducción de los materiales (antes paso 4), (b) materiales listos para comenzar el amasado (antes paso 6), (c) amasado previo a la adición del aditivo superplastificante (antes paso 7) y (d) amasado instantes antes de proceder a la extracción de la cuba.

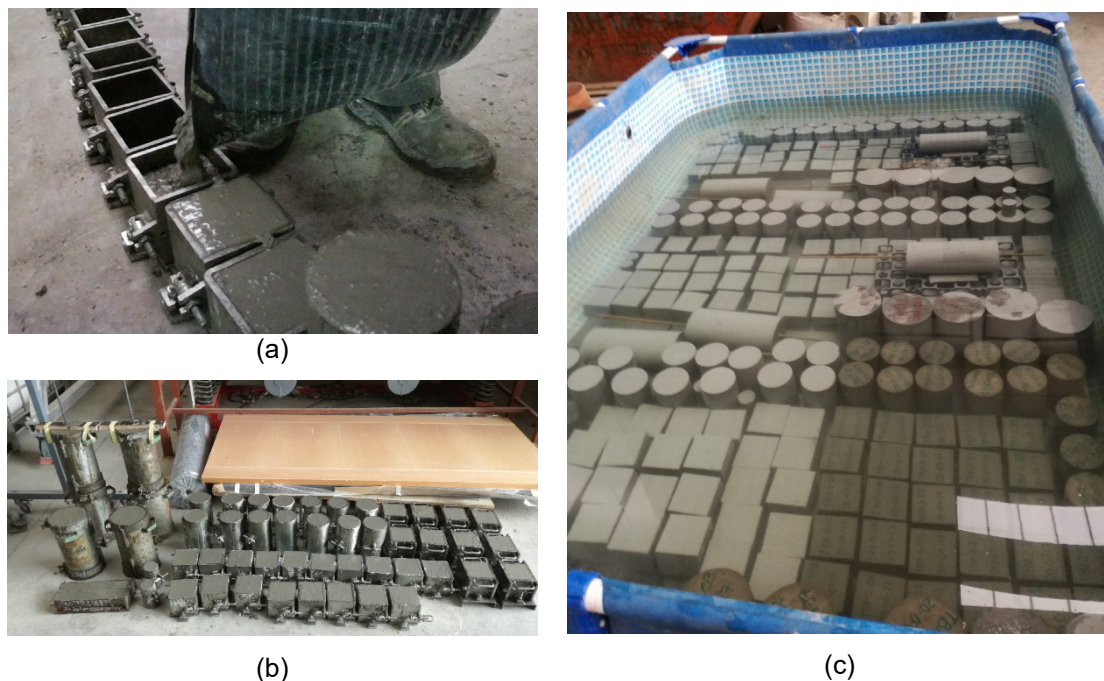


Figura 3-9: (a) Ejemplo del procedimiento del llenado de los moldes, (b) probetas resultantes de dos amasadas de hormigón y (c) proceso de curado mediante inmersión en agua.

3.3 Hormigón en estado fresco

Para caracterizar un hormigón autocompactante en estado fresco, resulta esencial el estudio de sus tres parámetros fundamentales: la capacidad de flujo, la capacidad de paso y la estabilidad, ya explicados en el apartado 2.1 Hormigón autocompactante.

3.3.1 Trabajabilidad

Los ensayos para la caracterización en estado fresco del hormigón autocompactante son:

- Ensayo de escurrimiento
- Ensayo de caja en L
- Ensayo de embudo en V
- Ensayo de segregación por tamiz

Los ensayos en estado fresco del hormigón autocompactante se han realizado según la norma UNE correspondiente, mientras que los resultados han sido analizados en función de dos referentes, como son: “Guía EFNARC Especificaciones y directrices para el Hormigón autocompactante” [10] y “Norma UNE-EN 206-9 requisitos adicionales para el hormigón autocompactante” [25].

3.3.1.1 Escurrimiento

Los ensayos de escurrimiento y de tiempo t_{500} son dos ensayos que evalúan la capacidad de relleno del hormigón autocompactante, los cuales vienen descritos en la norma EN 12350-8 [168] que, a su vez, toma como referencia el ensayo de asentamiento descrito en la norma EN 12350-2 [169]. El resultado es un indicador de la capacidad de relleno del hormigón autocompactante. El tiempo t_{500} es una medida de la velocidad de flujo y un indicador de la viscosidad relativa del hormigón autocompactante.

El procedimiento para la determinación del escurrimiento consiste, en primer lugar, en la colocación de la placa base sobre una superficie horizontal. Una vez comprobado con un nivel que se encuentra perfectamente horizontal se coloca un cono metálico, con unas dimensiones especificadas en la norma, que se llena de hormigón. Tras esperar un tiempo de 30 segundos, se levanta el cono dejando fluir el hormigón. De este ensayo se extraen dos resultados: por un lado, se determina el tiempo en segundos que tarda en fluir el hormigón hasta una marca en la placa base que indica que el escurrimiento alcanza un diámetro de 500 mm y, por otro lado, se mide el diámetro mayor del escurrimiento y el ortogonal a este. Como valor se aporta el diámetro medio entre ambas medidas.

3.3.1.2 Embudo en V

El ensayo del embudo en V evalúa la viscosidad y la capacidad de llenado del hormigón autocompactante. Este ensayo viene descrito en la norma EN 12350-9 [170].

El procedimiento para el ensayo del embudo en V consiste, en primer lugar, en la colocación del útil sobre una superficie horizontal, tras lo que se procede a cerrar la compuerta y humedecer el interior del recipiente. Posteriormente, se vierte el hormigón hasta llenar el embudo, se esperan 10 segundos, se abre la compuerta y se registra el tiempo que transcurre en la operación de vaciado.

El resultado del ensayo corresponde al valor del tiempo registrado (t_v).

3.3.1.3 Caja en L

El ensayo de caja en L evalúa la capacidad de paso del hormigón autocompactante, es decir, intenta comprobar el paso del hormigón tanto entre las armaduras como por huecos estrechos sin la aparición de bloqueo o segregación. Este ensayo viene descrito en la norma EN 12350-10 [171].

La citada norma contiene dos metodologías de ensayo en función de si el hormigón se va a colocar en estructuras muy armadas o poco armadas. La diferencia entre ambas radica en la rejilla utilizada para comprobar el paso del hormigón. Para el caso de elementos fuertemente armados dispone de tres barras, mientras que para elementos poco armados sólo dos, véase Figura 3-10. En la investigación emprendida, se optó por el útil con dos barras, Figura 3-10 (b), ya que la plataforma de la vía en placa se diseña con poca cuantía de refuerzo.

a) Espacio libre entre barras, (41 ± 1) mmb) Espacio libre entre barras, (59 ± 1) mm*Figura 3-10: Tipologías de ensayo de caja en L.*

El procedimiento de ensayo de la Caja en L parte por asentar el equipo sobre una superficie firme, comprobando con un nivel su disposición completamente horizontal. Tras fijar la rejilla elegida, ajustar la compuerta y humedecer el interior de la caja en L, se vierte el hormigón en el cuerpo vertical y se deja reposar durante 60 segundos. Pasado este tiempo, se abre la compuerta dejando fluir el hormigón.

El resultado del ensayo se expresa como el cociente entre la altura del hormigón al final del cuerpo horizontal (H2) y la altura del mismo en el entronque de ambos cuerpos vertical y horizontal (H1), véase Figura 3-11.

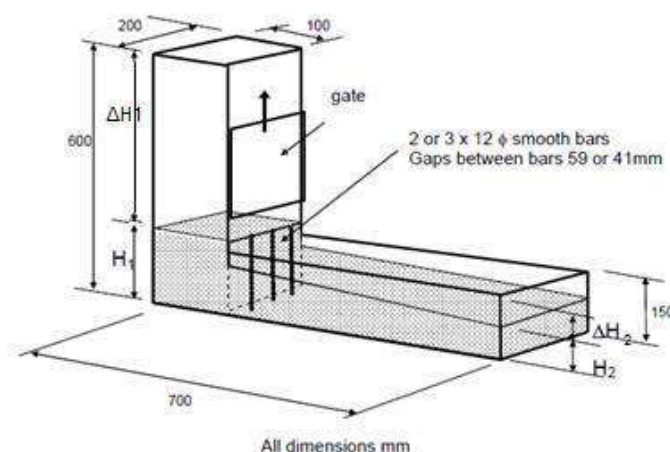


Figura 3-11: Útil del ensayo "Caja en L".

3.3.1.4 Segregación por tamiz

El ensayo de segregación por tamiz evalúa la capacidad de segregación del hormigón autocompactante. Este ensayo viene descrito en la norma EN 12350-11 [172].

El procedimiento de ensayo consiste, en primer lugar, en separar 10 l de hormigón que se conservan cubriendo el recipiente con un plástico para evitar la evaporación. Este hormigón se deja reposar durante 15 minutos. Transcurrido ese tiempo, 4.8 kg de hormigón se vierten sobre un tamiz de malla 5 mm.

El resultado del ensayo (SR), se expresa como el porcentaje de hormigón que ha pasado por el tamiz indicado.

1.1.1 Densidad

Para la determinación de la densidad en estado fresco se tomó como referencia el procedimiento descrito en la norma EN 12350-6 [173], utilizando un recipiente de un litro de capacidad en lugar del propuesto en la misma (5 l).

El ensayo consta de dos fases; una primera en la que se determina el volumen del recipiente que se va a usar para calcular la densidad en estado fresco y una segunda, en la que se obtiene la masa del hormigón en estado fresco que rellena perfectamente enrasado el recipiente.

El resultado de la densidad en estado fresco se expresa como el cociente entre la masa de hormigón necesaria para completar el enrase y el volumen del recipiente.

3.4 Hormigón en estado endurecido

Una vez fabricadas las probetas, se procedió a la caracterización en estado endurecido. Los ensayos correspondientes, se clasifican en cuatro grupos: aspecto del hormigón, determinación de las propiedades físicas, de las propiedades mecánicas y de la durabilidad.

3.4.1 Aspecto del hormigón

El aspecto del hormigón endurecido, se aborda en dos fases. Por un lado, se examina visualmente la superficie externa de las probetas fabricadas, analizando tanto el acabado como la presencia de oquedades. Por otro lado, tras realizar un corte según un plano diametral de probetas cilíndricas de 30 cm de altura y 15 cm de diámetro, se evalúa la posible segregación del hormigón autocompactante.

3.4.2 Propiedades físicas

En este apartado se definen los procedimientos seguidos para obtener las propiedades físicas del hormigón. Concretamente, se analizaron tanto las densidades relativa, aparente y saturada, como la porosidad y la absorción de los hormigones fabricados.

Para los ensayos de determinación de las propiedades físicas de los hormigones, se utilizaron probetas cilíndricas de 150 mm de diámetro y aproximadamente 90 mm de altura. Estas muestras se obtuvieron mediante el corte transversal de probetas cilíndricas normalizadas. En la Figura 3-12, se presenta un esquema del despiece de la probeta normalizada. Adicionalmente, se ha puesto el ejemplo de la nomenclatura que se le da a cada uno de los tercios, en este caso la primera de las probetas del RC-B. La notación adoptada permite identificar el tipo de hormigón, a qué tercio de la probeta pertenece y la orientación en el proceso de llenado del molde.

Para cada dosificación, los valores obtenidos en la caracterización derivan de los ensayos realizados sobre 9 submuestras procedentes de tres probetas normalizadas a la edad de 90 días. En la Figura 3-13, se pueden ver las 9 submuestras marcadas e identificadas, justo antes de ser cortadas. Cabe destacar, que para la determinación de las propiedades físicas las tapas, tanto superior como inferior, se mantuvieron debido a que esa es la zona más susceptible de presentar heterogeneidades.

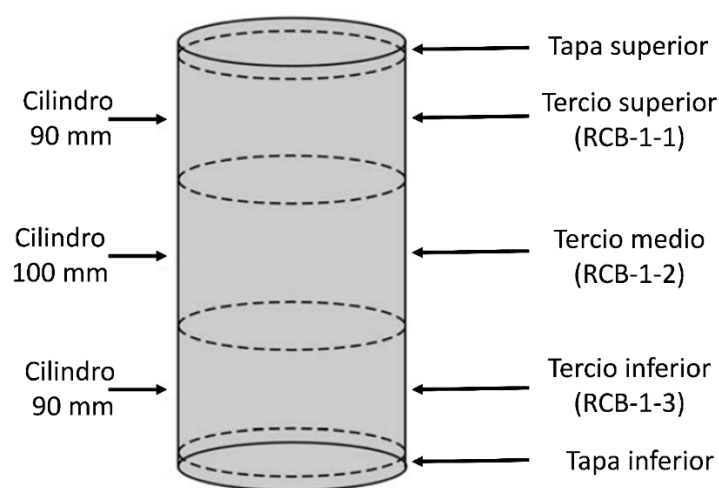


Figura 3-12: Esquema del proceso de obtención de submuestras de una probeta cilíndrica normalizada [56].



Figura 3-13: Probetas marcadas e identificadas listas para ser cortadas.

3.4.2.1 Densidades relativa, aparente y saturada

El procedimiento seguido para la determinación de las densidades es el descrito en la norma UNE-EN 12390-7 [174] y es coincidente con el utilizado en la caracterización de las gravillas, véase el apartado 3.1.2.4 Propiedades físicas de los áridos.

3.4.2.2 Porosidad y absorción

El procedimiento seguido para la determinación de la absorción y la porosidad de los hormigones es el descrito en la norma UNE 83980 [175], siguiendo las mismas pautas contempladas en los apartados 3.1.2.4.2 Determinación de la absorción de agua y 3.1.2.4.3 Determinación de la porosidad accesible aplicados a la caracterización de las gravillas.

3.4.3 Propiedades mecánicas

En este apartado se definen los procedimientos seguidos para obtener las propiedades mecánicas del hormigón. Concretamente, se analizó la evolución temporal tanto de la resistencia a compresión uniaxial como del módulo elástico, para cada uno de los tres hormigones dosificados. La resistencia a fatiga es objeto de un capítulo específico en esta tesis CAPÍTULO 5 Estudio comparativo de metodologías de caracterización a fatiga de hormigón.

3.4.3.1 Resistencia a compresión uniaxial

El procedimiento seguido para la determinación de la resistencia a compresión es el descrito en la norma UNE-EN 12390-3 [176], utilizando probetas cúbicas de 100 mm de arista. Los ensayos se realizaron a las edades de 1, 2, 3, 5, 7, 28, 90 y 180 días.

Las roturas se llevaron a cabo en una prensa servohidráulica de 2500 kN de capacidad. La velocidad de carga se mantuvo constante e igual a 9.8 kN/s.

El valor de la resistencia a compresión se calcula mediante la expresión (3.13):

$$R_c = \frac{F}{S} = \frac{F}{L^2} \quad (3.13)$$

3.4.3.2 Módulo elástico

El procedimiento seguido para la determinación de los módulos elásticos inicial y estabilizado es el descrito en la norma UNE-EN 12390-13 [177], utilizando probetas cilíndricas de 100 mm de diámetro y 200 mm de altura. Los ensayos se realizaron a las edades de 7, 28, 90 y 180 días.

Tras el refrentado de las bases, el procedimiento operacional consistió en aplicar dos trenes de cargas: uno primero formado por tres escalones entre los valores tensionales de $\sigma_p=0.5$ MPa y $\sigma_b=0.1 \cdot R_c$ y un segundo de otros tres escalones, pero entre los valores tensionales de $0.1 \cdot R_c$ y $\sigma_a=R_c/3$. El ensayo concluye llevando a rotura la probeta una vez terminados los dos trenes de cargas. En la Figura 3-14, se puede apreciar el esquema de aplicación de cargas descrito en la norma UNE-EN 12390-13.

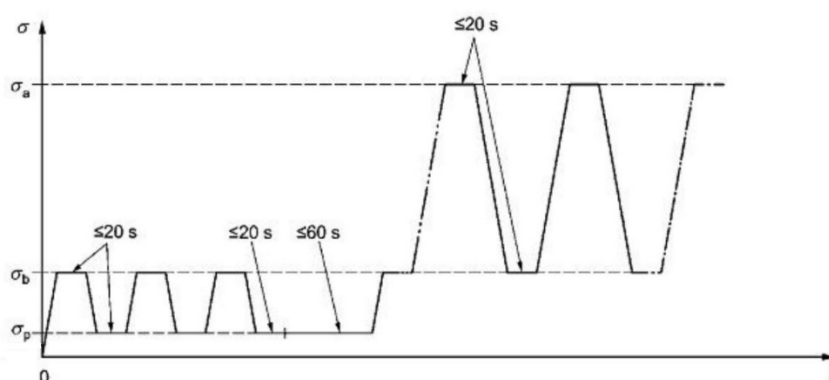


Figura 3-14: Esquema de cargas para la determinación de los módulos elásticos inicial y estabilizado, según la norma UNE-EN-12390-13.

El modulo elástico inicial, se calcula mediante la regresión lineal entre la tensión aplicada y la deformación sufrida por la probeta durante el primer escalón del segundo tren de cargas. El modulo elástico estabilizado, se obtiene mediante la regresión lineal entre la tensión aplicada y la deformación sufrida por la probeta durante el tercer escalón del segundo tren de cargas.

Para poder medir de manera precisa las deformaciones de las probetas, se adhirieron dos bandas extensométricas diametralmente opuestas en dirección longitudinal sobre las probetas antes del ensayo.

3.4.4 Durabilidad

En este apartado se definen los procedimientos seguidos para obtener las propiedades de durabilidad del hormigón. El daño que se produce en el hormigón y que causa su deterioro generalmente es consecuencia de que algún agente agresivo penetra dentro de su masa afectando mecánica o químicamente al material.

Por esta razón, los ensayos de durabilidad del hormigón comenzaron por determinar la permeabilidad tanto al oxígeno como al agua de las dosificaciones propuestas. Paralelamente, se analizó el efecto que tiene la exposición a ambientes que puedan dañar al hormigón, como son el ser sometido a choque térmico o a ciclos de hielo-deshielo. De manera adicional a estos ensayos de durabilidad, se comprobó su comportamiento ante situaciones que se encuentran en cierta medida relacionadas con la integridad física del material como son el desgaste y la retracción.

3.4.4.1 Permeabilidad al oxígeno

El procedimiento seguido para el acondicionamiento de las probetas del ensayo de permeabilidad al oxígeno es el descrito en la norma UNE 83966 [178], mientras que en el ensayo se realizó según la norma UNE 83981 [179,180].

La metodología pretende analizar la capacidad que manifiesta un cierto fluido, en este caso oxígeno, en atravesar una muestra de hormigón. Este parámetro se cuantifica aplicando una presión constante en una de las caras de la probeta y registrando el caudal de aire que atraviesa la muestra. Para poder determinar un coeficiente de permeabilidad es necesario que todo el aire circulante atravesase de manera íntegra la probeta, lo cual se asegura sellando totalmente las caras laterales de la misma. Generalmente, este sellado se hace mediante la aplicación de una capa de silicona en la superficie a sellar, en la Figura 3-15 (a) se puede apreciar la capa de silicona adherida a la probeta, paso previo a su ajuste a la celda de caucho deformable.

Este ensayo se realizó sobre los tercios de probeta normalizada que se utilizaron para determinar las propiedades físicas, al no ser esos ensayos destructivos, siendo, ahora sí, preciso cortar las caras superior e inferior de las probetas tal y como indica la Figura 3-12. El primer paso consistió en embutir la probeta en una junta de goma, la cual será fuertemente comprimida lateralmente al cerrar el útil, lo que mejorará el sellado superficial de la muestra a ensayar, véase Figura 3-15 y Figura 3-16. Una vez correctamente ajustada la probeta, se midió el caudal de oxígeno que atravesaba la probeta para tres presiones distintas, 0.5, 1 y 1.5 bar.

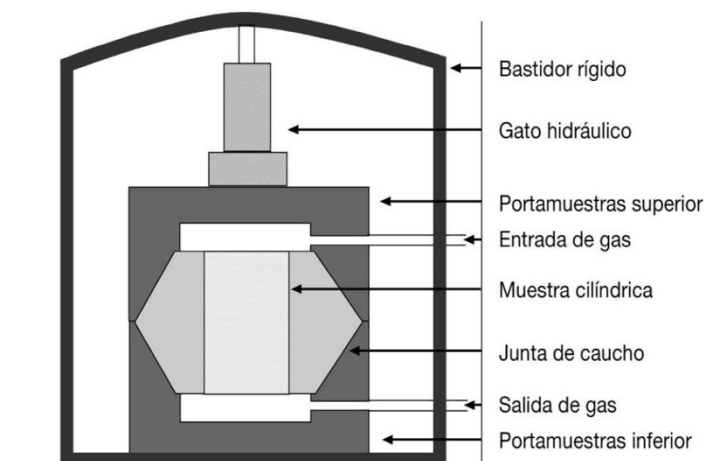


(a) Probeta sobre la junta de goma



(b) Probeta embutida en la junta de goma

Figura 3-15: Proceso de introducción de la probeta en la junta de goma.



(a) Útil ensayo permeabilidad al oxígeno



(b) Ejemplo ensayo permeabilidad al oxígeno

Figura 3-16: Esquema del ensayo de permeabilidad al oxígeno [56].

Para determinar la permeabilidad del hormigón en función de los parámetros registrados se parte de la ecuación de Darcy (3.14), llegando mediante ensayos experimentales a la formula (3.15).

$$Q = k \cdot A \cdot \frac{P_2 - P_1}{L \cdot \eta} \quad (3.14)$$

$$k = \frac{2 \cdot P_1 \cdot R \cdot L \cdot \eta}{A \cdot (P_2^2 - P_1^2)} \quad (3.15)$$

Donde:

Q = Caudal (m^3/s)

K = Coeficiente de permeabilidad (m^2)

η = Viscosidad del gas utilizado ($\text{N}\cdot\text{s}/\text{m}^2$) ($2.02\cdot 10^{-5} \text{ N}\cdot\text{s}/\text{m}^2$ para el aire)

L = Longitud de la muestra (m)

R = Caudal a la salida (m^3/s)

A = Área de la sección transversal de la muestra (m^2)

P_1 = Presión absoluta a la salida de la muestra (N/m^2) (presión atmosférica = 1 atm)

P_2 = Presión absoluta a la entrada de la muestra (N/m^2)

3.4.4.2 Penetración de agua bajo presión

La determinación de la penetración de agua bajo presión, se realizó de acuerdo a la norma EN 12390-8 [181,182].

El ensayo consiste en aplicar agua a una presión de 5 bar sobre una de las caras de la probeta a ensayar durante 72 h, véase Figura 3-17. Transcurridas esas 72 h, se para el ensayo y se rompe la probeta mediante un ensayo de tracción indirecta, lo que nos permite obtener un corte longitudinal, y más concretamente, apreciar hasta donde ha penetrado el agua. Una vez rota la probeta, se marca con un rotulador el perfil de penetración a la mayor brevedad posible, ya que el agua se evapora rápidamente. Una vez definido el perfil de penetración del agua, se saca una foto, que se traslada a un software de reconocimiento de desarrollo propio, donde, tras un escalado hasta conseguir el tamaño natural (escala 1:1), se obtienen la penetración máxima y la penetración media de agua.



Figura 3-17: (a) Ensayo permeabilidad al agua, (b) aspecto de la probeta tras terminar el ensayo.

3.4.4.3 Ciclos de hielo-deshielo

Los ensayos de hielo-deshielo se han realizado según el procedimiento descrito en la norma UNE-CEM/TS 12390-9EX [183]. Particularmente, se optó por la alternativa que consiste en someter las probetas cúbicas a ciclos de hielo-deshielo sumergidas en una disolución al 3% de cloruro sódico (NaCl). La resistencia a los ciclos hielo-deshielo se evalúa registrando la pérdida de masa sufrida por los cubos. Respecto de las indicaciones de la norma, se realizaron dos modificaciones: por un lado, los ensayos comenzaron a los 90 días, justificado por el tipo de cemento utilizado, que contiene un alto reemplazo de clínker por CV. Por otro lado, se ampliaron los tiempos de congelación para lograr las temperaturas requeridas.

El procedimiento operacional de este ensayo consiste, primeramente, en determinar la masa de cada una de las probetas antes de comenzar el ensayo para, posteriormente, comparar la pérdida de masa sufrida por las mismas. Una vez determinada la masa de las probetas, la norma define que el ensayo se ha de realizar sobre dos pares de probetas por material, que se introducirán junto con la disolución de cloruro sódico en un recipiente metálico que se cerrará de manera hermética, véase Figura 3-18 (a). Según la norma UNE-CEM/TS 12390-9EX [183], las probetas han de permanecer durante 16 horas en una cámara a $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$, pero tras registrar mediante una sonda la temperatura de congelación de las probetas, se vio que con las 16 horas el congelador no era capaz de alcanzar esos $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$, por lo que se amplió dicho tiempo de congelación hasta 40 h. Tras esas 40 h a $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$, se trasladaban los moldes a un baño de agua a $25\text{ }^{\circ}\text{C}$, véase Figura 3-18 (b).

Para analizar la evolución de las probetas a lo largo de estos ciclos de hielo-deshielo, de manera semanal, se abrían los recipientes herméticos y se separaba la probeta de la parte desprendida de la misma. La parte desprendida, se introducía en estufa a $110\text{ }^{\circ}\text{C}$ hasta alcanzar peso constante, momento en el que se pesaba y registraba la pérdida de masa sufrida en los siete ciclos transcurridos. La parte no desprendida de la probeta, se vuelve a introducir junto con una nueva disolución de cloruro sódico al 3% en los moldes metálicos, se

cierra herméticamente y se vuelve a colocar en el congelador para continuar con los ciclos de hielo-deshielo.



Figura 3-18: Ciclo del ensayo de hielo-deshielo. (a) Proceso de congelación de las muestras (b) proceso de deshielo de las muestras.

3.4.4.4 Choque térmico

Al no existir una norma explícita de ciclos de choque térmico para probetas de hormigón, se adaptó la norma EN 14066 [166], definida para caracterizar muestras de piedra natural.

Este ensayo se realizó sobre cuatro probetas cúbicas de 100 mm de arista de cada una de las dosificaciones, y consistió en aplicar 100 ciclos de 18 horas en estufa a 70 °C seguidos de 6 horas de inmersión en agua en un recipiente que se encontraba en la cámara de curado, donde se garantiza una temperatura constante. En la Figura 3-19, se pueden ver las probetas (a) en la estufa y (b) inmersas en agua.

Durante los ciclos, se registraba, cada tres días al salir de la estufa, tanto la masa de las probetas como la velocidad de los impulsos ultrasónicos, mediante el procedimiento descrito en la norma UNE-EN 12504-4 [184]. Al terminar los 100 ciclos, las probetas se ensayaron a compresión para determinar la pérdida de resistencia mecánica sufrida tras 100 ciclos de choque térmico.



Figura 3-19: Ensayo de choque térmico. Muestras en estufa (izquierda) e inmersas (derecha).

3.4.4.5 Desgaste

Los ensayos de desgaste, se han realizado según el procedimiento descrito en la norma UNE-EN 1338 [185]. El procedimiento consiste en desgastar la superficie de las probetas en presencia de un material abrasivo, concretamente corindón. Este ensayo se realizó sobre ambas caras de las tapas de las probetas separadas para la determinación de las propiedades físicas, véase Figura 3-12.

Para facilitar el proceso de medida del desgaste, se procedió al corte y secado a 110 °C de las tapas hasta alcanzar peso constante, véase Figura 3-20 (a), tras lo cual se pintaron de negro por ambas caras, véase Figura 3-20 (b). De esta manera, fue mucho más sencillo y preciso determinar el daño sufrido por las probetas durante el ensayo.

Finalizada la preparación descrita, se fijaba la muestra a ensayar sobre el carrito deslizante, que mantiene el contacto entre la pieza y el disco giratorio, véase Figura 3-20 (d). Una vez asegurado el contacto con el disco abrasivo, se comenzaba a verter corindón sobre la superficie a desgastar mediante una tolva, véase Figura 3-20 (d) y se ponía en marcha el disco giratorio a una frecuencia de 75 rpm durante un minuto. Tras el ensayo, se mide la altura de la marca tanto en la sección central como a 10 mm de ambos extremos de la marca, véase Figura 3-20 (c) y Figura 3-20 (e). El resultado del ensayo es la mayor de las tres medidas redondeadas al 0.5 mm más próximo.

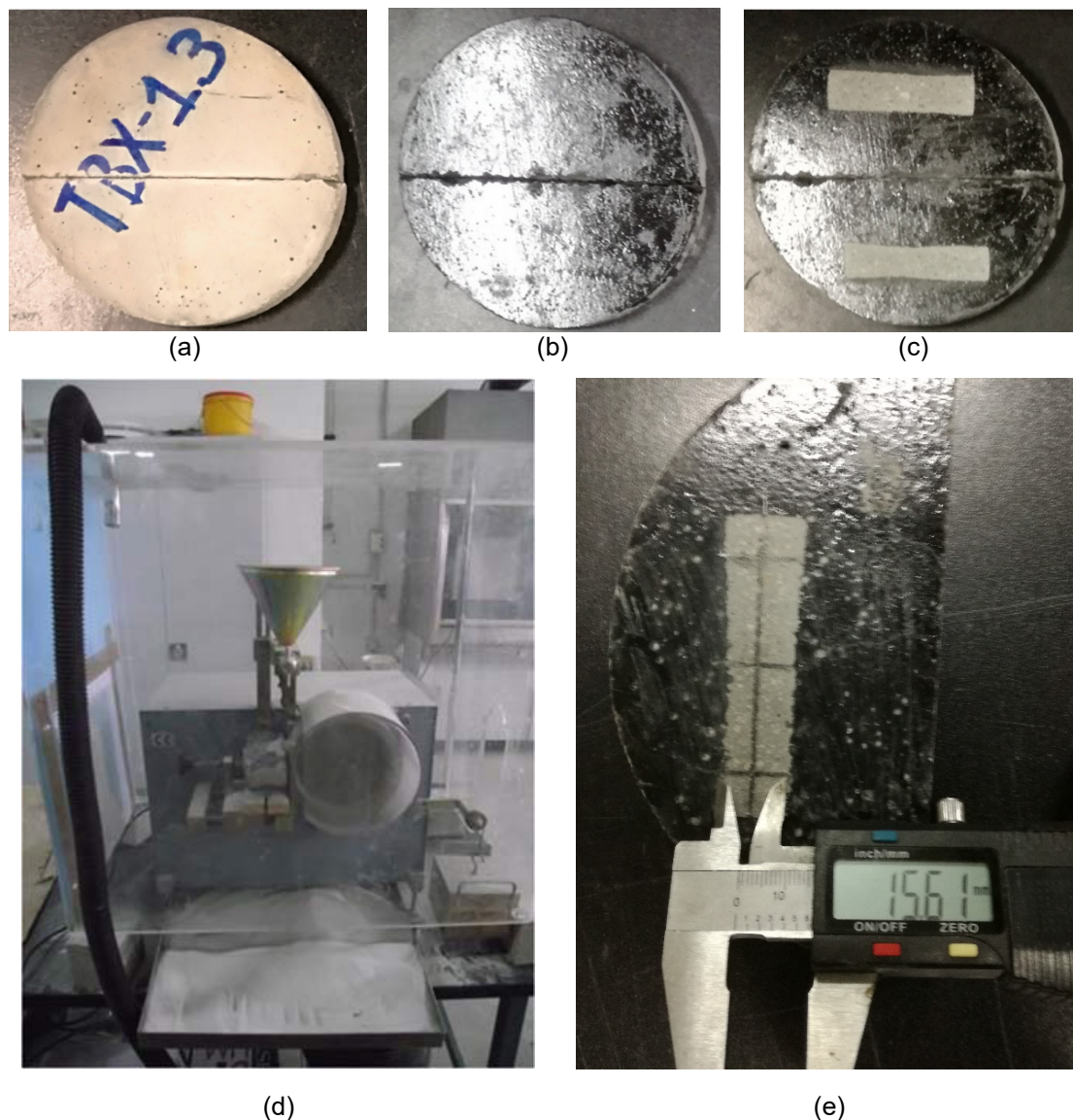


Figura 3-20: Ejemplo de muestra destinada a ensayo de desgaste (a), muestra preparada para ensayo (b), aspecto tras ensayo (c), equipo utilizado para los ensayos de abrasión por desgaste (d) y medición de la huella de desgaste (e).

3.4.4.6 Retracción

Los ensayos de medida de la retracción del hormigón, se han realizado según el procedimiento descrito en la norma UNE 83318 [186], conservando las muestras en dos ambientes de curado distintos. Por un lado, se realizó sobre probetas expuestas a un ambiente óptimo de curado, probetas inmersas en agua a 20 °C y, por otro lado, a muestras que, una vez desmoldadas, se dejaron a la intemperie durante los meses de junio y julio, lo que, en principio, incrementará la retracción por secado.

Este ensayo se realizó sobre dos probetas prismáticas de 300 mm de largo y sección cuadrada de 50 mm de lado por cada dosificación y ambiente de curado. El procedimiento seguido para determinar la retracción del hormigón comienza a las 24 horas tras el desmoldado, momento en el que se fijan los tetones de medida en los extremos de las probetas. Una vez fijados, se procede a realizar la primera medida de la longitud de la probeta, que se considerará como la longitud base (L_0). Tras esta medida, se conservan las probetas en las condiciones de curado correspondiente y se realizan medidas de longitud diarias (L_d) hasta los 60 días de edad. La medida de la longitud se realiza en un útil específico que garantiza la correcta ubicación de la probeta, y tiene una resolución de medida de 0.01 mm. El porcentaje de variación de la probeta se obtiene mediante la ecuación (3.16).

$$\varepsilon_d = \frac{(L_d - L_0)}{L_0} \cdot 100 \quad (3.16)$$

CAPÍTULO 4

Resultados y análisis de los resultados

En este apartado, se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio realizados durante esta Tesis, a salvedad, de los relativos a la caracterización en fatiga, que se recogen en el capítulo CAPÍTULO 5 Estudio comparativo de metodologías de caracterización a fatiga de hormigón. El orden seguido en este apartado para la presentación de los resultados es similar al que se ha desarrollado en el capítulo anterior, “CAPÍTULO 3 Materiales y metodología experimental”, estructurándolo en cuatro grandes grupos: propiedades de los materiales, dosificación del hormigón, hormigón en estado fresco y hormigón en estado endurecido.

4.1 Propiedades de los materiales

4.1.1 Propiedades del cemento

Durante el desarrollo de esta Tesis se utilizó un cemento tipo CEM IV (V) 32.5 N según la norma EN 197-1 [12], proporcionado por cementos Alfa, con una densidad de 2.85 g/cm^3 determinada según la norma UNE 80103 [144] y una superficie específica Blaine de $3885 \text{ cm}^2/\text{g}$ obtenida según la norma EN 196-6 [145]. La composición química del cemento queda definida en la Tabla 4-1.

Tabla 4-1: Composición química del cemento [% peso].

	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	K ₂ O	SO ₃	Pérdida al fuego
Cem IV	35.5	41.2	13.3	4.4	1.2	1.4	1.3	1.7

4.1.2 Propiedades de los áridos

Como ya se ha indicado previamente, el proceso seguido para obtener los RA, comenzó por obtener los materiales fuera de uso y, posteriormente, triturarlos. La caracterización y análisis de las propiedades de estos RA sigue el mismo proceso; comienza por seleccionar el material antes de ser triturado, continúa con el análisis de las propiedades de las seis fracciones granulométricas obtenidas tras la trituración, y termina con una comparativa entre las fracciones finas obtenidas y una arena natural normalizada. Esta comparativa tiene como objetivo validar y detectar posibles debilidades en dicha fracción granulométrica.

4.1.2.1 Análisis de los materiales fuera de uso

Es ampliamente conocido que los áridos reciclados dependen, en gran medida, de las propiedades del material de origen [75,76]. Por esta razón, antes de proceder a la trituración de los mismos, se realizó una caracterización previa para determinar su estado.

4.1.2.1.1 Análisis del balasto fuera de uso

El análisis del balasto fuera de uso se dividió en dos fases. Por un lado, se procedió a determinar su composición química en busca de hidrocarburos donde no se detectó la presencia de los mismos. Por otro lado, se comprobó, si el balasto adquirido cumplía con los requisitos estipulados por el Ministerio de Fomento en su pliego de prescripciones técnicas generales de materiales ferroviarios [150].

Los resultados de estos ensayos aparecen, exceptuando el análisis granulométrico, en la Tabla 4-2. Por su parte, la granulometría de este balasto fuera de uso, junto con los valores límites establecidos por el Ministerio de Fomento en su pliego de prescripciones técnicas generales de materiales ferroviarios [150], están representados en la Figura 4-1.

Tabla 4-2: Caracterización del balasto fuera de uso.

Ensayo	Valor ensayo	Valor límite	Validez
Origen y naturaleza	Ofítica	-	Sí
Granulometría	Figura 4-1		No
Partículas finas	1.2%	$\leq 1 \%$	No
Contenido de finos	0.1 %	$\leq 0.7 \%$	Sí
Índice de lajas	23.0 %	$\leq 10 \%$	No
Longitud de los áridos	1.0 %	$\leq 4 \%$	Sí
Resistencia al desgaste-fragmentación	11.6	$\leq 14; 16; 20$	Sí

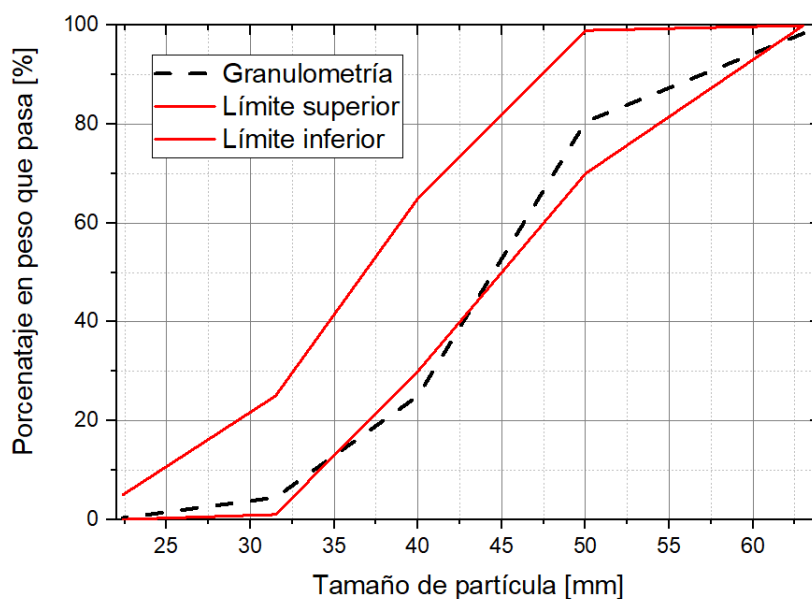


Figura 4-1: Granulometría del balasto retirado de vía.

De los resultados obtenidos, se concluye que, los procesos de deterioro sufridos por el balasto durante su uso en la vía, modifican principalmente su geometría, sin afectar a sus propiedades resistentes. Los cambios en su geometría como consecuencia de la fractura de las partículas originales, se ve reflejado en que las partículas presentan un tamaño menor al teórico, todo ello debido a los esfuerzos que sufre el balasto durante su vida en servicio.

Adicionalmente, cabe destacar que el índice de lajas de las partículas es notablemente superior al que se exige, justificado por el proceso de fractura comentado en el párrafo anterior, que propicia, en áridos de naturaleza ofítica, su fragmentación en forma de lajas. En cuanto a los resultados mecánicos, se puede apreciar que el valor de desgaste de Los Ángeles sigue cumpliendo con los requisitos estipulados, reconocida la gran calidad del material que compone el balasto.

4.1.2.1.2 Análisis de las traviesas fuera de uso

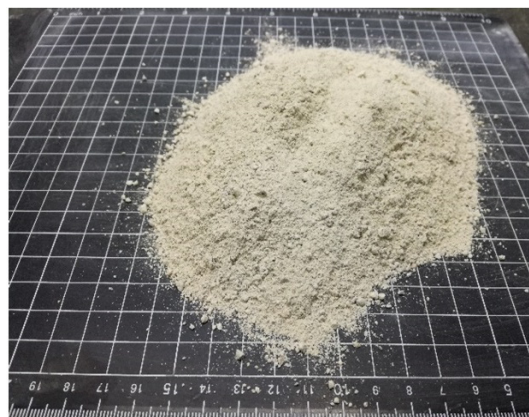
Sobre las traviesas obsoletas no se realizó ningún ensayo de caracterización, si bien de los datos técnicos aportados por el fabricante de las mismas cuando se recibieron para su colocación en la vía, la resistencia del hormigón superaba los 65 MPa.

4.1.2.2 Caracterización de los áridos reciclados

Una vez obtenidas las seis fracciones granulométricas, véase Figura 4-2 y Tabla 4-3, se procedió a la caracterización de las mismas. Este proceso se dividió en cuatro fases. En la primera, se analizó la composición macroscópica de los áridos obtenidos. En la segunda, se determinaron las propiedades geométricas y dimensionales de las partículas de cada una de las seis fracciones granulométricas. En la tercera, se obtuvieron las propiedades físicas de los áridos. Y, en la cuarta fase, se determinaron las propiedades mecánicas y tribológicas de estos áridos.



RA-B-FS



RA-S-FS



RA-B-LS



RA-S-LS



RA-B-CA



RA-S-CA

Figura 4-2: Aspecto de las distintas fracciones de árido obtenidas.

Tabla 4-3: Código utilizado para identificar las fracciones granulométricas.

Material	Tamaño [mm]	Código
Gravilla de balasto	12-5	RA-B-CA
Gravilla de traviesa	12-5	RA-S-CA
Arena gruesa de balasto	5-2	RA-B-LS
Arena gruesa de traviesa	5-2	RA-S-LS
Arena fina de balasto	2-0	RA-B-FS
Arena fina de traviesa	2-0	RA-S-FS

4.1.2.2.1 Composición macroscópica

En este apartado, se analizan los áridos obtenidos tras la trituración. Concretamente, este apartado se divide en dos fases, una primera dedicada a identificar la presencia de impurezas en ambos tipos de árido, y una segunda, en la que se cuantifica la cantidad de mortero que contiene cada una de las fracciones granulométricas obtenidas de la trituración de las traviesas.

4.1.2.2.1.1 Caracterización de impurezas

Esta fase de estudio consistió en clasificar el árido procedente de la trituración de balasto y traviesas en función de la naturaleza de sus partículas, dado que, la presencia de impurezas fundamentalmente consecuencia del proceso de recogida de material durante el desguarnecido de la vía, caso de ser excesivo, puede comprometer la calidad del árido reciclado.

Concretamente, para el RA-B, se determinó la presencia de cerámicos, material vegetal, plásticos y metales. El resultado fue que, la suma de los porcentajes en peso de todas las impurezas encontradas, no superó al 1%, límite que propone la EHE-08 de cantidad de contaminantes permitidos en el árido. En la Figura 4-3, se ve un ejemplo de una muestra en la que se agrupó el árido en función de su naturaleza.

En el caso de los RA-S, no se encontró ningún tipo material distinto al esperado. Esto se achaca a que, en el proceso de recogida de las traviesas, estas se acopiaron de una en una, disminuyendo al mínimo la presencia de contaminantes.



Figura 4-3: Impurezas presentes en el árido reciclado de balasto.

4.1.2.2.1.2 Cuantificación de la cantidad de mortero adherido en los áridos reciclados

La mayor diferencia entre el árido natural y el RA surgido de la trituración de hormigones fuera de uso es la presencia de mortero adherido, por lo que, para el RA-S, se procedió a la cuantificación del mismo, utilizando el equipo micro-CT. Para ello, se siguió el procedimiento descrito por Thomas et al. [79], partiendo de muestras introducidas en un recipiente de plástico, véase Figura 4-4 izquierda, que, tras ser examinadas, dan como resultado un modelo 3D que distingue, por su distinta densidad, los materiales que conforman las partículas, véase Figura 4-4 derecha.

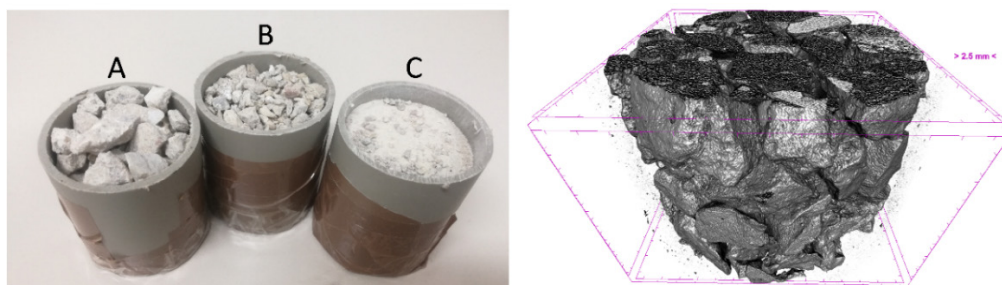


Figura 4-4: A la izquierda de la imagen se pueden ver las muestras preparadas para su análisis mediante micro-CT, RA-S-CA (A), RA-S-LS (B) y RA-S-FS (C). A la derecha, se muestra el resultado tras el escaneo.

En la Figura 4-5, se presenta un ejemplo de corte transversal de la muestra de RA-S-CA. En el mismo, se puede comprobar la presencia de distintos materiales, tanto más claros cuanto más densos sean. En primer lugar, y como predominante, el aire queda representado en color negro. También se puede apreciar una corona circular de pequeño espesor, bastante difuminada, que corresponde al molde de PVC en el que se introduce la muestra. El resto de figuras que aparecen en el corte transversal identifican o bien a áridos naturales o a mortero.

La gama de grises, siguiendo las pautas comentadas en el párrafo anterior, supone que, las partículas en un gris oscuro, se corresponden con la presencia de mortero. De igual manera, los cortes en un gris claro detectan a los áridos naturales separados del mortero durante el proceso de machaqueo. Por último, figuras que combinan ambos tipos de grises, véase el detalle de la parte derecha de la Figura 4-5, indican las partículas de árido natural que contienen trozos adheridos de mortero.

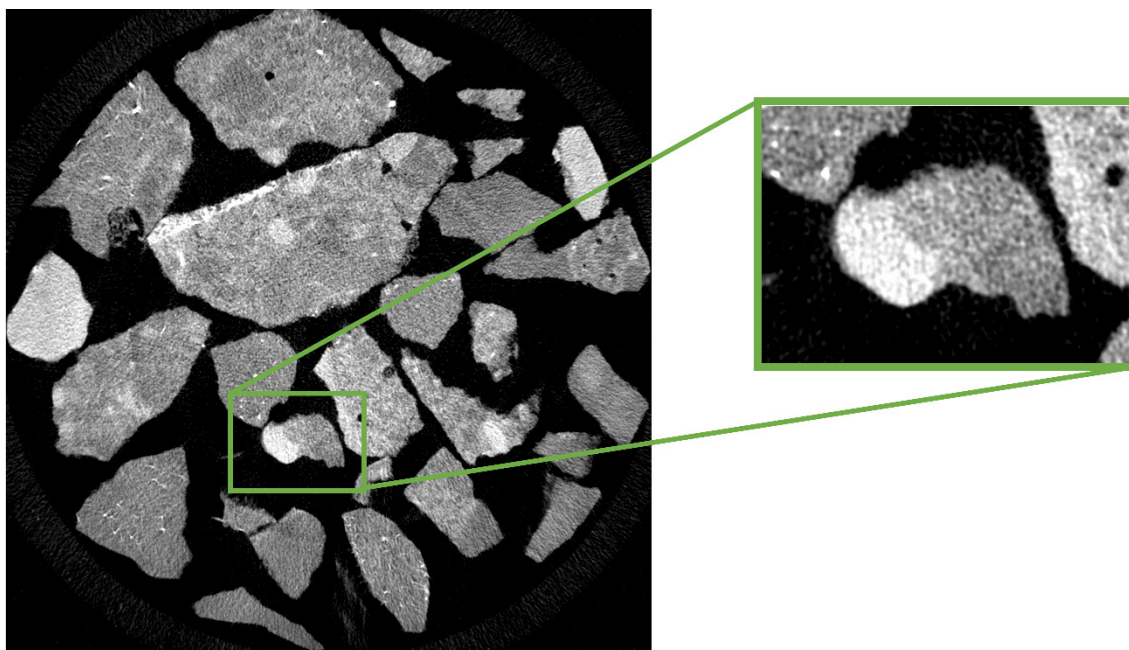


Figura 4-5: Ejemplo de corte transversal de la muestra RA-S-CA.

De cada una de las tres fracciones granulométricas analizadas, se ha cuantificado el volumen de mortero y el volumen de árido natural, obteniendo, como parámetro de análisis, el porcentaje del RA que es mortero. Estos resultados se muestran en la Tabla 4-4.

Tabla 4-4: Caracterización mediante micro-CT de RA proveniente de traviesas trituradas.

Muestra	Volumen mortero [mm ³]	Volumen árido natural [mm ³]	Porcentaje mortero adherido [%]
RA-S-CA	13375.4	5677.5	70.2
RA-S-LS	12750.3	3997.8	76.1
RA-S-FS	21047.5	3668.7	85.2

Al comparar los resultados contenidos en la Tabla 4-4 con los presentados por Thomas et al. [79], se obtienen valores superiores de mortero adherido. Sí se llega a la misma conclusión que los citados autores que, al retriturar el árido reciclado, aumenta la cantidad de mortero presente en la nueva fracción granulométrica.

4.1.2.2.2 Propiedades geométricas y dimensionales

En este apartado, se han comprobado las propiedades geométricas y dimensionales de los áridos. En concreto, se ha determinado su granulometría, véase Figura 4-6, el contenido de finos, el índice de lajas y el coeficiente de forma, véase Tabla 4-5.

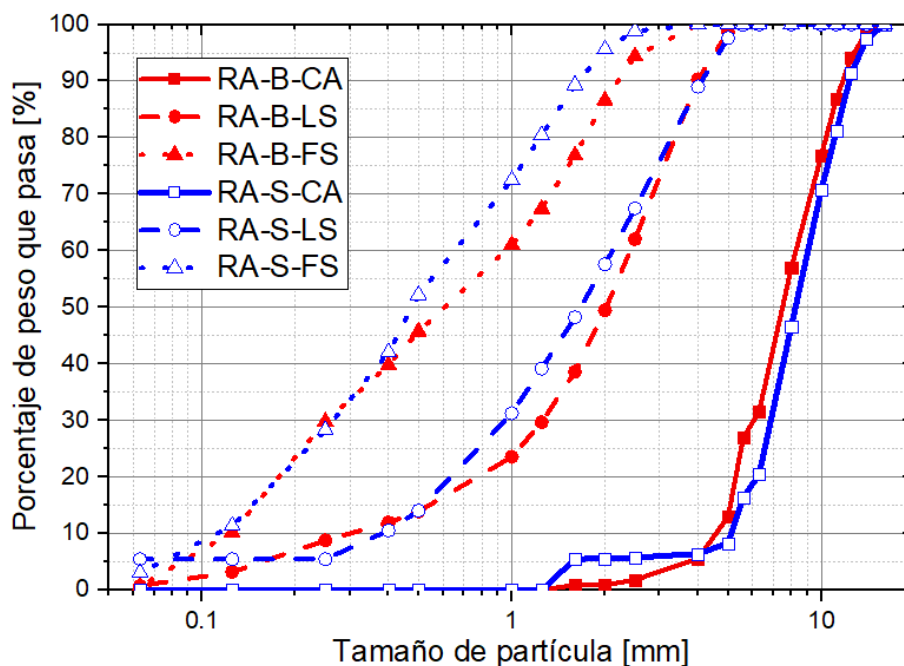


Figura 4-6: Granulometría de las seis fracciones granulométricas obtenidas.

Tabla 4-5: Propiedades geométricas de los áridos gruesos.

Material	Contenido en finos [%]	Índice de lajas [%]	Coefficiente de forma [%]
RA-B-CA	0.8	14	20.1
RA-S-CA	3.1	5	8.8

De estas propiedades geométricas, cabe destacar que, como era de esperar, el contenido de finos aportado por las gravillas es mayor en los RA-S-CA. Además, se aprecia que, a pesar de haber utilizado los mismos procedimientos de machaqueo, el RA-B-CA presenta partículas con una geometría bastante lajosa, dato que encaja con los resultados obtenidos de la caracterización del balasto fuera de uso conseguido para emprender esta investigación.

4.1.2.2.3 Propiedades físicas de los áridos

En este apartado, se analizan las propiedades físicas de los RA objeto de estudio. En la Tabla 4-6, aparecen las propiedades físicas de las seis fracciones granulométricas preparadas.

Tabla 4-6: Propiedades físicas de los áridos reciclados.

Material	Densidad relativa [g/cm ³]	Densidad aparente [g/cm ³]	Densidad real [g/cm ³]	Absorción [%]	Porosidad [%]
RA-B-CA	2.5	2.4	-	1.9	4.5
RA-B-LS	-	-	2.7	-	-
RA-B-FS	-	-	2.8	-	-
RA-S-CA	2.3	2.1	-	5.1	10.7
RA-S-LS	-	-	2.4	-	-
RA-S-FA	-	-	2.5	-	-

Los resultados mostrados son coherentes, mayores absorciones y porosidades de los RA-S frente a los RA-B y, también, mayor densidad del RA-B debido a la notable presencia de mortero en las partículas del RA-S.

4.1.2.2.4 Propiedades mecánicas y tribológicas de los áridos

En este apartado, se analizan las propiedades mecánicas y tribológicas de los áridos gruesos utilizados en esta Tesis. En la Tabla 4-7, aparecen los resultados del ensayo de machacabilidad y del de desgaste de los Ángeles.

Tabla 4-7: Resultados de las propiedades mecánicas y tribológicas de los áridos.

Material	Coefficiente de desgaste de los Ángeles (LA)	Índice machacabilidad [%]
RA-B	20	16.1
RA-S	35	24.8

Los resultados presentados en la Tabla 4-7 destacan las mejores propiedades mecánicas del RA-B frente al RA-S. Esto es consecuencia, principalmente, de la mayor dureza del árido frente al mortero, lo que facilita la mayor fragmentación del RA-S al ser sometido a procesos de desgaste.

En la Figura 4-7, se compara la evolución del desplazamiento del actuador de la máquina servohidráulica frente a la carga en el ensayo del índice de machacabilidad. La curva refleja la respuesta del esqueleto de árido frente a la aplicación de cargas. Los resultados indican que el esqueleto de RA-B (rojo) exhibe una mayor rigidez que el de RA-S (azul), lo cual era esperable a la luz de las propiedades mecánicas previamente obtenidas.

En la mencionada gráfica, además del RA-B y el RA-S, aparece una comparativa de la respuesta generada por otros áridos, recopilada de investigaciones anteriores [28]. Si se contrasta el comportamiento del árido RA-S frente al de otros áridos reciclados provenientes de hormigón como son el RA-Cleam y el RA-Reclhor, se concluye que aquel tiene mejores propiedades mecánicas, lo que se achaca a las altas prestaciones mecánicas exigidas a los hormigones con los que se fabrican las traviesas. Este RA-S incluso supera en rigidez a un árido calizo natural. Por su parte, el RA-B manifiesta mayor deformabilidad que un árido ofítico natural. Esto se justifica por la geometría lajosa del reciclado, que lo hace más propenso a fracturarse que en el caso del que proviene de cantera. En cualquier caso, la respuesta de la muestra de RA-B es comparable a la de un árido natural silíceo, lo cual implica una garantía en las propiedades de estos RA.

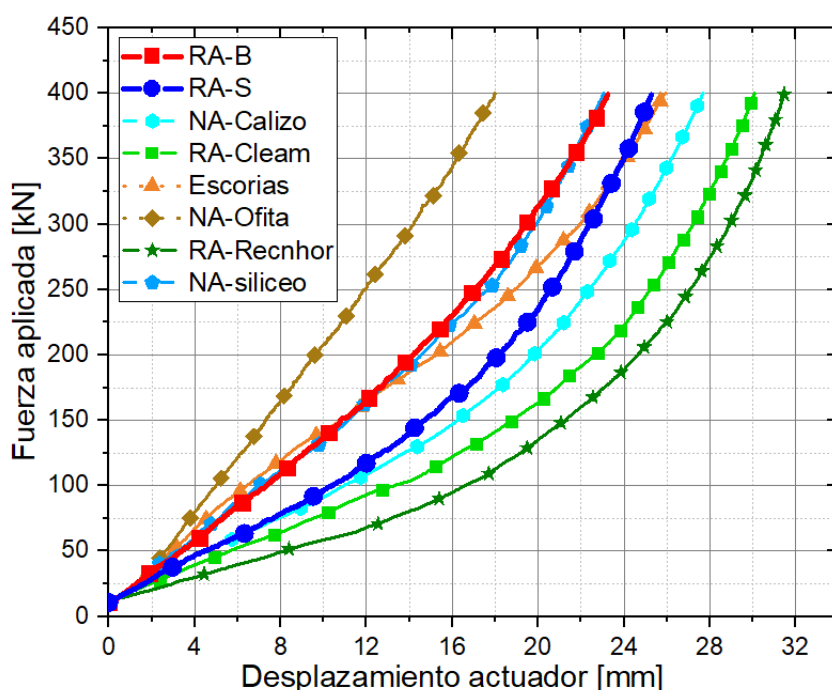


Figura 4-7: Comparativa del índice de machacabilidad de áridos de distinta procedencia.

4.1.2.3 Validación de las arenas recicladas

Este apartado se dedica a comparar las arenas recicladas fabricadas frente a una arena natural de origen silíceo (NS-Si). Para formalizar el objetivo, se ha juzgado conveniente subdividir el estudio en tres partes: dosificación de los morteros, propiedades mecánicas y propiedades de durabilidad.

Para la validación de estas arenas recicladas, se fabricaron tres tipos de mortero: uno de referencia fabricado con NS-Si (NM-Si) y los otros dos incorporando arenas recicladas, RA-B (RM-B) y RA-S (RM-S).

4.1.2.3.1 Dosificación de los morteros

Para poder comparar las arenas recicladas con la arena natural, es fundamental que los morteros reciclados fabricados para esta comparativa sean lo más parecidos posible. Por esta razón, se dosificaron las tres mezclas con idénticas relaciones w/c efectiva, misma granulometría y misma cantidad de cemento. Para ello, en primer lugar, se caracterizaron las arenas, concretamente se determinaron la densidad y la absorción de las mismas, véase Tabla 4-8.

Tabla 4-8: Propiedades de los áridos.

Material	Densidad [g/cm ³]	Absorción [%]
NS-Si	2.5	0.26
RA-B	2.8	0.11
RA-S	2.5	3.45

En base a estos datos, se calcularon las masas que debían quedar retenidas en cada tamiz para conseguir igual granulometría. Estos valores están indicados en la Tabla 4-9.

Tabla 4-9: Masa retenida en cada tamiz para obtener igual granulometría.

Tamiz	NS-Si [g]	RA-B [g]	RA-S [g]
2	4.5	4.9	4.4
1.6	192.8	209.5	190.5
1.25	199.9	217.2	197.5
1	43.9	47.7	43.3
0.5	428.0	465.3	422.9
0.4	50.2	54.6	49.6
0.25	133.3	144.9	131.7
0.125	219.5	238.6	216.9
0.063	54.7	59.5	54.1
0	8.9	9.7	8.8
Total	1335.6	1451.7	1319.7

La presencia de partículas de mortero reciclado puede afectar, de manera significativa, a la relación w/c efectiva. Por esta razón, se tuvo en cuenta la corrección debida al agua absorbida por las arenas. Al tratarse de valores relativamente bajos, se optó por suponer que la arena podía alcanzar la saturación durante el amasado. Las dosificaciones propuestas para los tres morteros, basadas en estos ajustes, se muestran en la Tabla 4-10.

Tabla 4-10: Dosificación de los morteros.

Material	Agua teórica [g]	Agua total [g]	Cemento [g]	Arena [g]
NM-Si	225	228.5	450	1335.6
RM-B	225	226.6	450	1451.7
RM-S	225	270.6	450	1319.7

4.1.2.3.2 Propiedades mecánicas

La caracterización mecánica de los MMS se centró en dos fases distintas. Por un lado, se analizó la resistencia a compresión y, por otro lado, se realizó un estudio del comportamiento a fatiga de los morteros.

4.1.2.3.2.1 Resistencia a compresión

El primer objetivo del análisis de la resistencia a compresión de los morteros fue validar las probetas en miniatura. Para ello, se realizaron ensayos de compresión tanto sobre SM como sobre MMS a la edad de 28 días. Adicionalmente, como el cemento utilizado es un cemento con un alto reemplazo de clínker por CV, se rompieron probetas de MMS a la edad de 90 días. Todos estos resultados están representados en la Figura 4-8.

Los resultados se han mostrado mediante boxplots. Este tipo de representación está compuesto por el valor medio (notificado con un cuadrado) y una caja que indica el rango entre el primer y el tercer cuartil (RIC), es decir, entre el 25 y el 75% de los datos, respectivamente. En el interior de la caja aparece otra línea que define el segundo cuartil, es decir, el 50% de los datos. En estos diagramas, además de la caja, aparecen unos “bigotes” que se extienden o bien hasta el máximo o mínimo de los valores obtenidos o hasta $1.5 \cdot \text{RIC}$. En caso de que algún valor se encuentre fuera del rango delimitado por los bigotes, se clasifica como outlayer y no se tiene en cuenta para el análisis.

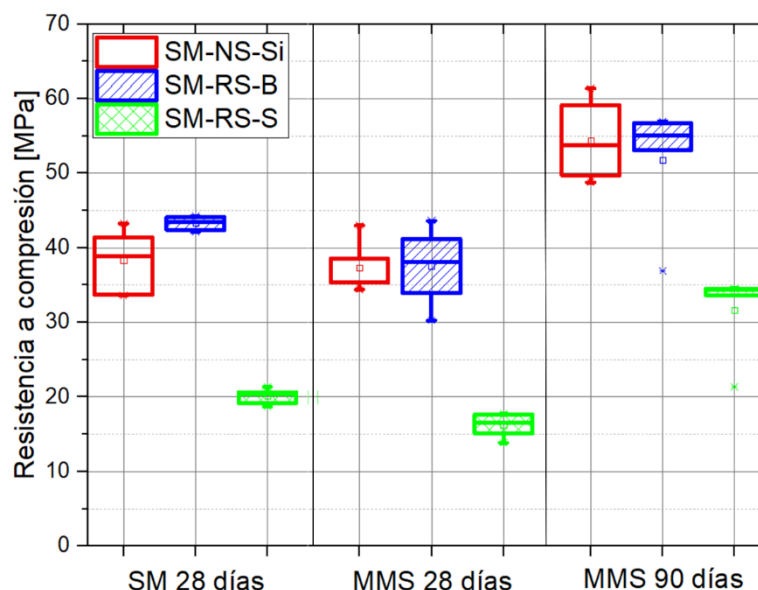


Figura 4-8: Resistencia a compresión de morteros a 28 días en probetas normalizadas (izquierda) y en probetas miniatura (centro) y resistencia a compresión a 90 días en probetas miniatura (derecha).

Al comparar los resultados a 28 días de las SM y las MMS, se concluye que los valores alcanzados son similares, lo que valida el uso de las probetas MMS para los ensayos de carácter mecánico. Si lo que se analiza es el comportamiento de la matriz con árido natural (NS-Si) frente a la confeccionada con arenas recicladas, se observa que el mortero con RS-B consigue una resistencia a compresión similar a la del NS-Si, mientras que, el que incorpora RS-S ha sufrido una pérdida de capacidad resistente importante, casi del 40%, debida a la peor calidad de la arena reciclada procedente de traviesas trituradas.

Por otro lado, destaca la buena evolución de las resistencias con la edad, de MMS de 28 días a 90 días, entorno al 50% para el NS-Si y RS-B y del 100% para el RS-S, ganancia generada por las reacciones de hidratación tardías consustanciales al cemento utilizado.

4.1.2.3.2.2 Fatiga

Los ensayos de fatiga de los MMS comenzaron una vez transcurridos 90 días de la fabricación de las probetas correspondientes. Esta decisión se justifica por la larga duración de los mismos, y se tomó con la pretensión de minimizar las variaciones en las propiedades mecánicas de los morteros en el momento de llevar a cabo el ensayo.

El daño acumulado durante la secuencia de fatiga, se ha evaluado bajo dos perspectivas: un análisis convencional de los resultados de los ensayos Locati, basado en la evolución de la deformación máxima registrada durante el sometimiento a trenes de carga crecientes. Y otra más original que intenta detectar la progresión del daño sufrido por la probeta, utilizando técnicas de μ -CT que, también aporta información acerca relativa a los micromecanismos que han dado lugar tanto al inicio y propagación de la fisura como al colapso de la misma.

4.1.2.3.2.2.1 Ensayos Locati

En la Figura 4-9, se muestra un ejemplo de los resultados derivados de un ensayo Locati para una muestra diferente de cada dosificación. En estas gráficas se representa la evolución, en función del número de ciclos, tanto de la deformación máxima, en trazo grueso, como de la derivada de la misma, en trazo fino.

La derivada de la deformación refleja la velocidad de deformación, la cual, en caso de tomar valores positivos, es un indicativo de crecimiento continuado del daño de mantenerse las condiciones de sollicitación. Por ello, el criterio para identificar el límite de endurancia se ha establecido como la amplitud de tensión correspondiente al último escalón en el que la velocidad de deformación se estabiliza en valores próximos al 0. En las gráficas este escalón está sombreado en gris.

Aclarar, como justificación del criterio elegido que, en los escalones posteriores al de endurancia, la velocidad de deformación es constante, por lo que, el módulo elástico de la probeta va disminuyendo, o lo que es lo mismo, la probeta está flexibilizando, lo que implica que, ante una misma carga, la deformación sufrida por la probeta es cada vez mayor, lo que tarde o temprano conducirá al fallo de la misma. Este incremento de deformación se achaca al crecimiento de las fisuras internas en el material, y ese crecimiento constante simplemente revela que el daño que está sufriendo el material es muy lento, pero que si se aumentase el número de ciclos daría lugar al colapso de la probeta.

Estos análisis concuerdan con los resultados expuestos por Qinghua Li et al. [187] y Thomas et al. [188,189] que encuentran las mismas fases que se pueden apreciar en cada uno de estos escalones en un ensayo de fatiga bajo condiciones de amplitud de tensión constante.

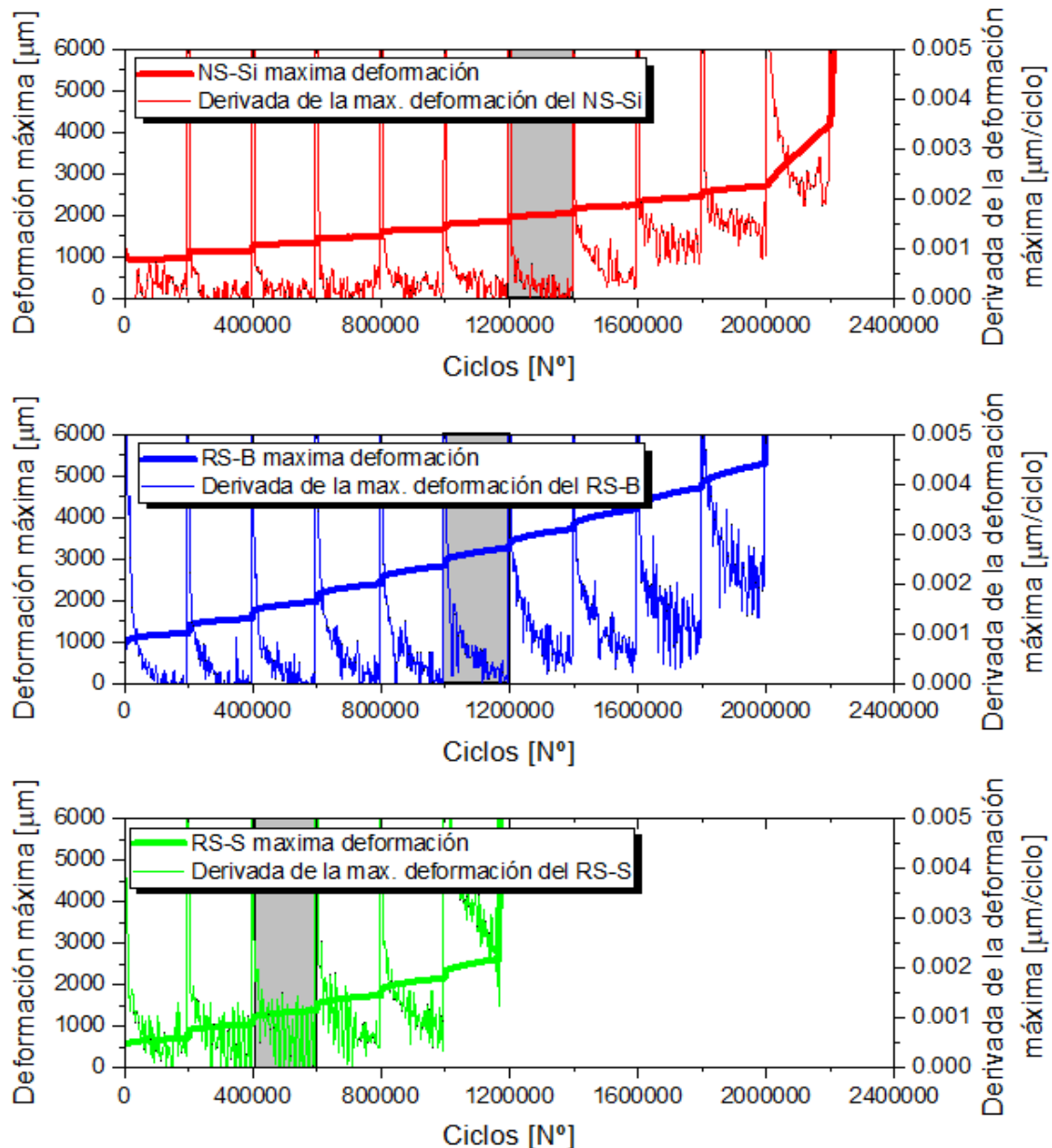


Figura 4-9: Análisis convencional del ensayo Locati, parte superior NS-Si, media RS-B e inferior RS-S.

En la Tabla 4-11, se presenta un resumen de los resultados de las propiedades mecánicas de los MMS caracterizados, habiéndose determinado la resistencia a compresión como la media de 5 valores y la endurancia como la media de 2 probetas.

Tabla 4-11: Resumen resultados ensayos Locati.

Material	Resistencia a compresión [MPa]	Variación tensional en el escalón de fallo [MPa]	Variación tensional escalón de fallo/tensión de rotura [%]
NS-Si	54.4	28.6	52.6
RS-B	55.5	25.8	46.5
RS-S	34.3	14.3	41.7

Tomando como parámetro de referencia el cociente entre el rango tensional de endurecimiento y la resistencia a compresión, se observa, que el mejor comportamiento a fatiga corresponde al NS-Si, mientras que el RS-B resiste un 6% menos y el RS-S es un 11% inferior. Estos valores son similares a los que otros autores han obtenido para hormigones reciclados [188].

4.1.2.3.2.2.2 Microtomografía axial computarizada (μ -CT)

El análisis de μ -CT se ha dividido en dos partes, una interpretación cualitativa de las imágenes obtenidas con esta técnica y una valoración cuantitativa, que contempla la evolución del volumen de discontinuidades, principalmente poros y fisuras, presentes en las probetas en los sucesivos escalones.

Se realizaron ensayos de μ CT sobre los tres tipos de mortero, pudiendo, en todos ellos, identificar sin margen de error la cantidad y geometría de las discontinuidades, pero únicamente en el RM-B es posible distinguir el árido de la pasta de cemento con claridad, por lo que solo en este último caso se han podido analizar los micromecanismos de fallo.

Como punto de partida del análisis cualitativo, en la Figura 4-10 se observa la evolución de las discontinuidades presentes en una de las muestras ensayadas a fatiga antes de iniciar el primer escalón del Locati y al concluir el escalón previo al de la rotura. Se puede apreciar que el daño se ha focalizado en la parte superior derecha de la probeta, mientras que, en la parte inferior prácticamente no ha sufrido ninguna variación. De igual manera, se observa que el daño ha aparecido en forma de una nube de discontinuidades, es decir, pequeñas fisuras acumuladas en la mitad superior, destacando el desarrollo de una grieta de gran tamaño, que será la principal causante del fallo de la probeta.

Una vez corroborado que el daño que sufre la probeta es la aparición y crecimiento de fisuras, hecho esperado, se procedió a analizar la manera en la que dichas fisuras propagan e interconectan.

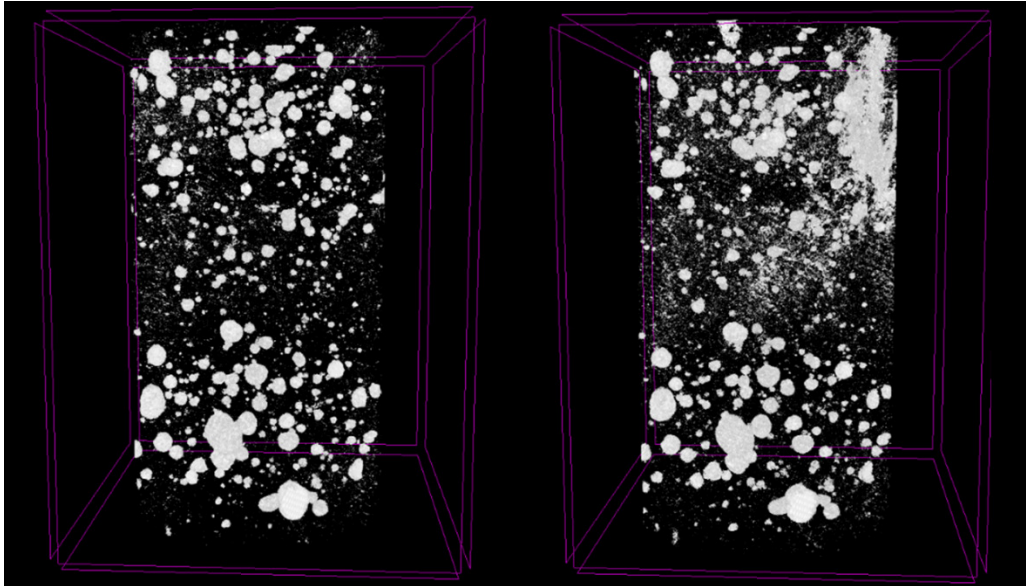


Figura 4-10: Comparativa entre las discontinuidades presentes en una probeta antes de comenzar el ensayo de fatiga y al concluir el escalón del ensayo Locati previo al de la rotura.

Al analizar la evolución de las fisuras presentes en la probeta, se puede ir viendo como hasta el step 4, no se aprecian fisuras en los cortes transversales, y como a partir de este step, dichas fisuras van creciendo poco a poco hasta que, en el step 11, han alcanzado un tamaño tal, que nada más comenzar el step 12, la probeta rompió. Esta progresión del daño es similar a la observada por Skarżyński et al [164].

En la Figura 4-11, se pone de manifiesto un detalle de estas 3 secciones descritas en el párrafo anterior sobre una misma región, resaltando en rojo los poros y en verde las fisuras. En esta figura se puede apreciar que el tamaño de los poros se mantiene aproximadamente constante a lo largo del ensayo, mientras que las fisuras aparecen y crecen. Por esta razón, nos vamos a centrar en el análisis de las fisuras. En la Figura 4-12, se muestra un detalle tanto de la zona de iniciación de las fisuras, como del aspecto de las mismas una vez que han alcanzado las dimensiones críticas. En la Figura 4-13 se puede ver de estos mismos 3 steps, tres secciones de la probeta ortogonales entre sí, donde se puede apreciar la dirección de las fisuras.

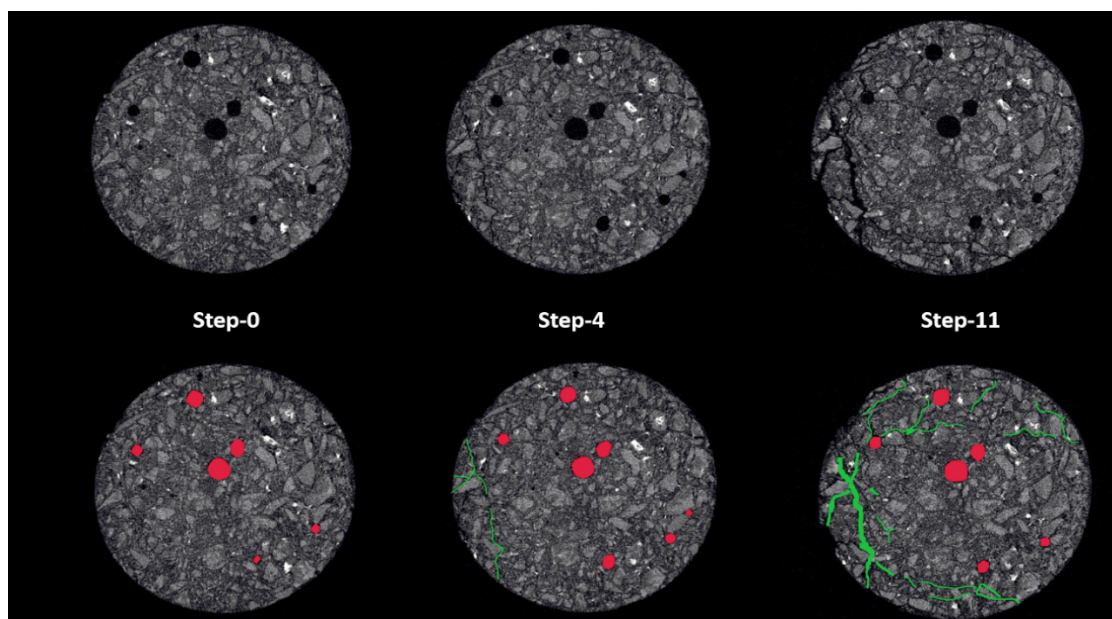


Figura 4-11: Detalle de las secciones más representativas de los 3 steps seleccionados.

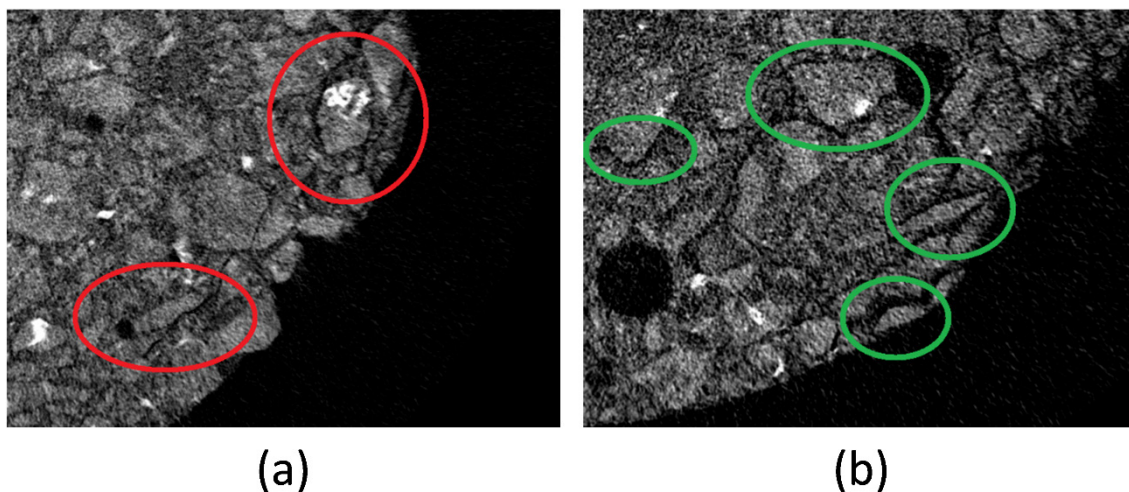


Figura 4-12: Detalle de los mecanismo de aparición de las fisuras (a) y de su crecimiento (b).

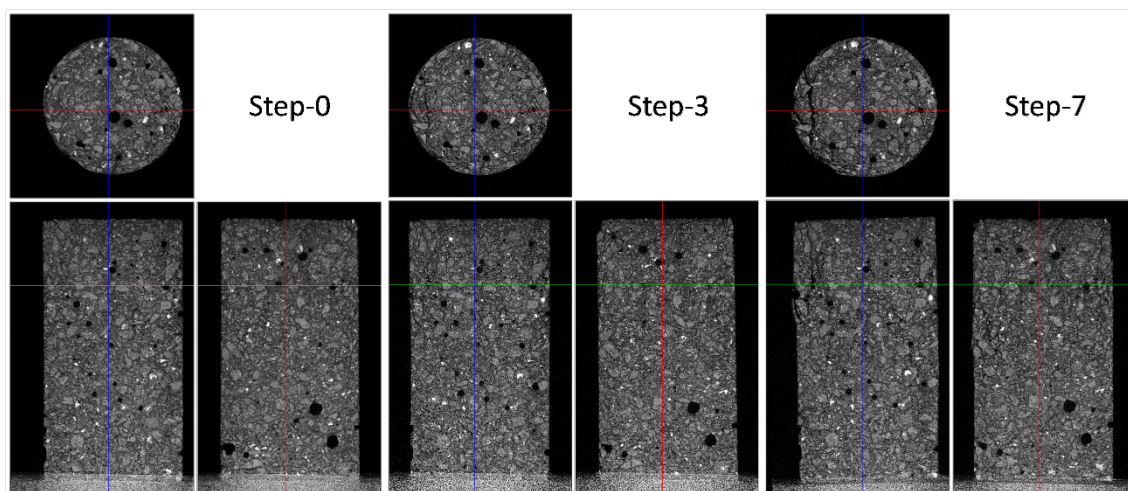


Figura 4-13: Evolución de las fisuras en 3 planos ortogonales entre si.

Analizando y comparando estas últimas figuras, se deduce que, en los ensayos de fatiga las fisuras nacen mayoritariamente de la interface pasta-árido y van creciendo por las zonas de mayor debilidad y haciéndose cada vez más anchas.

En la Figura 4-14, que es un detalle de la Figura 4-13, se puede ver concretamente la zona de iniciación de la primera fisura, detectada en el Step-4. Se puede ver que la zona donde aparece por primera vez una fisura es una zona donde se encuentran varios áridos lajosos orientados en la dirección en la que las cargas han sido aplicadas. Se cree probable que el daño haya comenzado en dicha zona debido a que, lo afilado de la geometría de los áridos, produce una concentración de tensiones en el vértice que favorece tanto la iniciación como la propagación de fisuras.

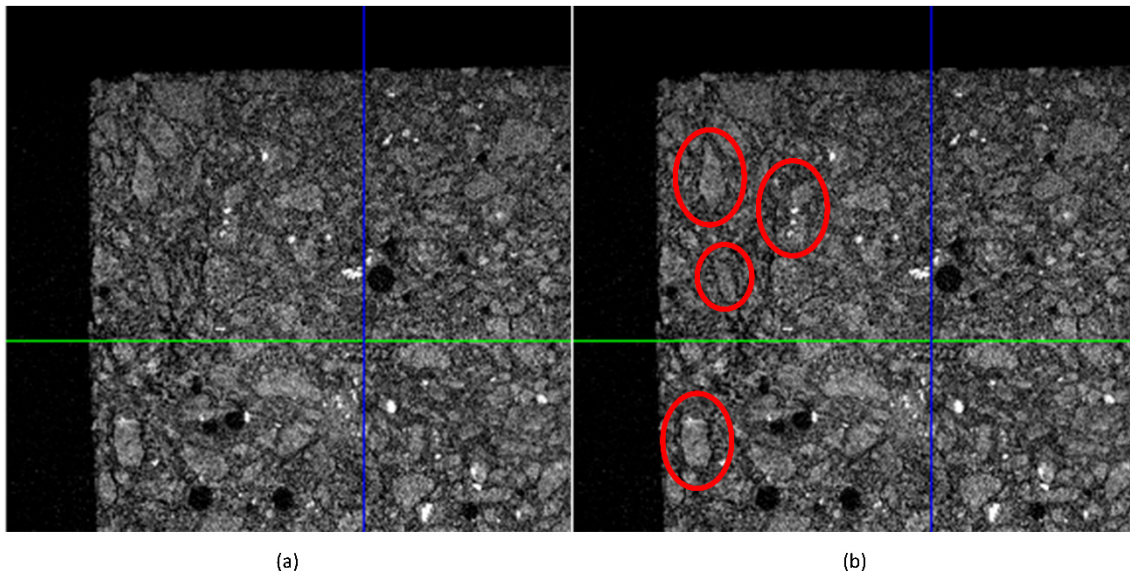


Figura 4-14: Detalle de la zona de aparición de las fisuras, que coincide con una concentración de áridos lajosos orientados en la dirección de aplicación de la carga.

En la Figura 4-15, se representa el porcentaje de discontinuidad en cada corte transversal en función de la distancia a la base de la probeta para los distintos escalones de carga. Se puede ver que el daño sufrido por estas probetas únicamente es significativo en el escalón previo a la rotura. Esto es debido a que, al encontrarse la probeta descargada, la abertura de la fisura es mínima. Estos resultados concuerdan con los resultados obtenidos por Shuxian Hong et al. [165], quienes al realizar ensayos estáticos detenidos, únicamente encontraron incrementos significativos en el volumen de las fisuras cuando la probeta estaba próxima a su ruptura. De igual manera, se puede apreciar que en la parte superior el aumento de los defectos es mayor que en la inferior, lo que concuerda con lo observado en la Figura 4-10. Este hecho puede ser debido al proceso de llenado de los moldes, que genera una mayor porosidad en la zona superior de las probetas. Este mayor porcentaje de discontinuidad en las secciones de la parte superior de las probetas, provoca una mayor debilidad en esta zona, lo que incrementa las posibilidades de que el fallo de la probeta se de en esta zona.

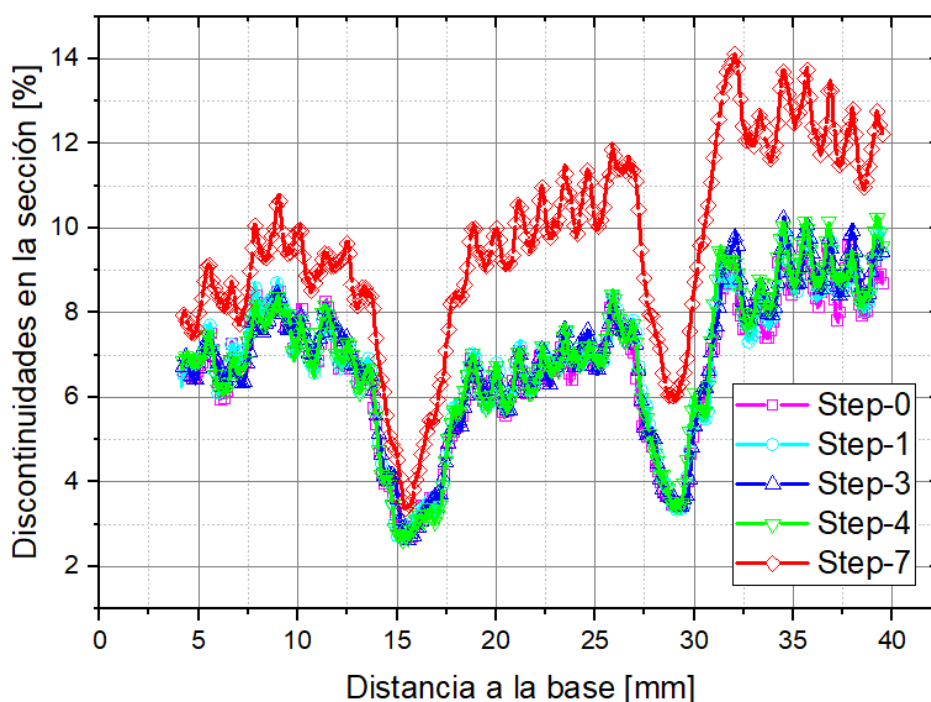


Figura 4-15: Variación del porcentaje de discontinuidad en cada corte transversal en función de la distancia a la base de la probeta.

4.1.2.3.3 Durabilidad

El comportamiento de los minimorteros frente a su exposición a ambientes agresivos, se ha comprobado en tres situaciones diferentes. En primer lugar, buscando analizar la variación en las propiedades mecánicas como consecuencia de los ciclos de humedad-sequedad, a los 15, 30 y 50 ciclos, se realizaron ensayos de compresión sobre las probetas afectadas.

Los resultados registrados, se muestran en las cuatro graficas de la Figura 4-16. En la parte superior izquierda, se representa la evolución de la resistencia a compresión de probetas que no han sido sometidas a los ciclos de humedad-sequedad, rotas a las mismas edades de las expuestas a los distintos ambientes.

Las tres gráficas restantes, contienen la evolución de la resistencia a compresión de los morteros estudiados en los cuatro ambientes contemplados: probetas continuamente inmersas en agua, o sometidas a ciclos de humedad-sequedad en agua destilada, en agua con sulfatos y en agua de mar. La situada en la parte superior derecha corresponde a los MMS-NS-Si, la inferior izquierda a los MMS-RS-B y la inferior derecha a los MMS-RS-S.

Periódicamente, de manera paralela a estos ensayos, se realizaron fotografías del aspecto exterior de las probetas. En la Figura 4-17, se pueden apreciar los cambios manifestados a medida que aumenta el tiempo de exposición para los tres tipos de mortero por comparación entre el aspecto de las probetas antes de comenzar los ciclos de humedad-sequedad y tras superar 25 y 50 ciclos en los ambientes comentados.

Al terminar estos ciclos, se realizó un estudio de microscopía electrónica de barrido para analizar cómo habían influido los ciclos de humedad-sequedad sobre los compuestos que se podían encontrar en los morteros. Estos ensayos de SEM también se realizaron sobre probetas que no habían sido sometidas a ciclos, probetas patrón. En la Figura 4-18 y en la Figura 4-19, se incluyen una serie de micrografías de los tres tipos de probeta en los cuatro ambientes especificados.

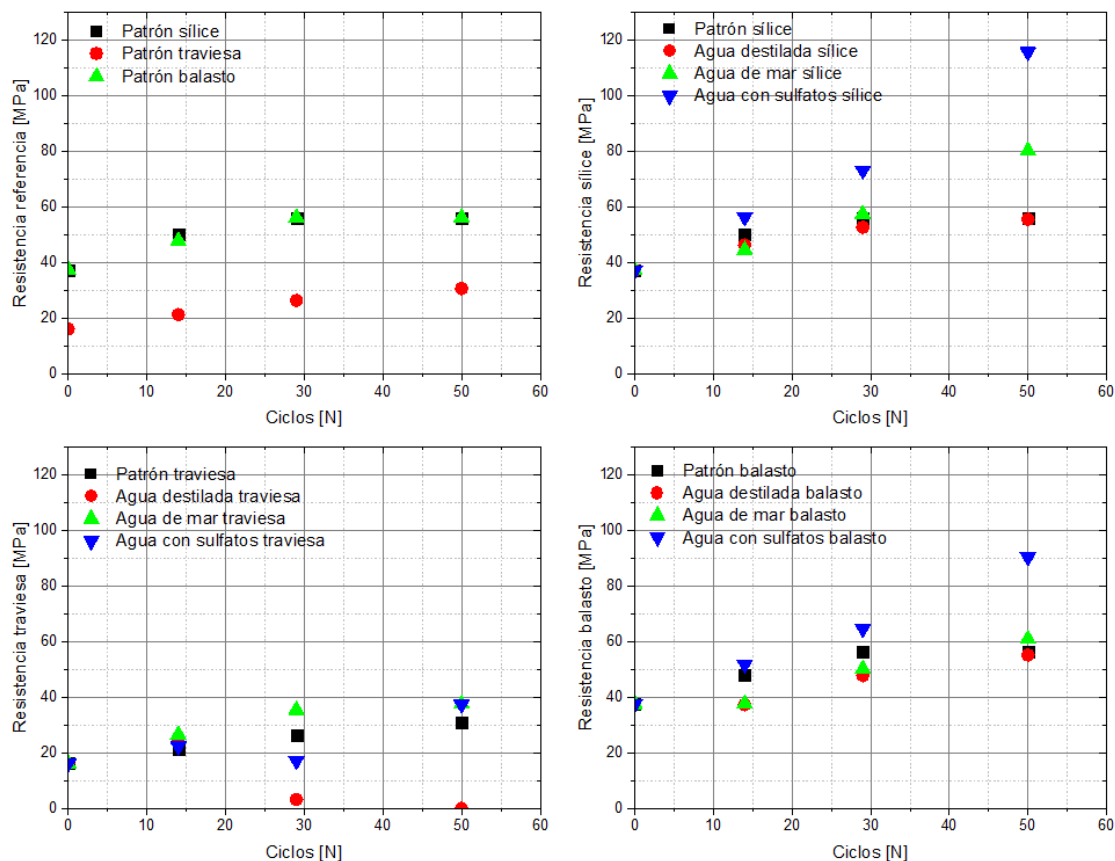


Figura 4-16: Evolución de la resistencia a compresión de las probetas sometidas a ciclos de humedad-sequedad en ambientes agresivos.

La evolución de la resistencia de los tres morteros con el paso del tiempo ante la exposición en un ambiente de curado óptimo es similar, con una ganancia progresiva achacable a la colaboración paulatina de las cenizas volantes contenidas en el cemento, manifestando su carácter puzolánico.

El comportamiento frente a ciclos de humedad-sequedad en agua de mar o en agua conteniendo sulfatos de las dosificaciones estudiadas es correcto. Mecánicamente no provocan pérdidas de resistencia, observándose, por el contrario, una mejora de prestaciones que llega a ser notable en los morteros de mayor calidad (MMS-NS-Si y MMS-RS-B). Es evidente que estos buenos resultados son en gran parte debidos al tipo de cemento utilizado, que controla la generación de reacciones expansivas, nocivas para la integridad estructural del material.

El estudio micrográfico revela el depósito de cristalizaciones de las sales disueltas en el agua circundante con sus morfologías reconocidas (placas hexagonales en el caso de los sulfatos), las cuales parecen contribuir a la densificación de la matriz y, también, a la ganancia de prestaciones mecánicas.

El ambiente más agresivo ha resultado ser aquel en el que el agua de contacto posee una elevada pureza. Ante esta exposición, el mortero MMS-RS-S sufre un deterioro progresivo que conduce a su desintegración sin alcanzarse los 50 ciclos. Mejor comportamiento manifiestan las otras dos mezclas, lo que se traduce en una mínima pérdida de capacidad resistente. La justificación a los malos resultados mostrados por el mortero de arena reciclada procedente de traviesa, se encuentra en la alta porosidad del mismo que facilita los procesos de disolución y recristalización repetidos ciclo a ciclo de los productos hidratados del cemento, especialmente de la portlandita, hecho que se corrobora tras la observación microscópica realizada.

Morteros con arena natural sílicea inmersas en agua destilada			
	0 Ciclos	25 Ciclos	50 Ciclos
			
Morteros con arena reciclada de balasto inmersas en agua destilada	0 Ciclos	25 Ciclos	50 Ciclos
			
	0 Ciclos	25 Ciclos	<50 Ciclos
Morteros con arena natural sílicea inmersas en agua de mar			
	0 Ciclos	25 Ciclos	50 Ciclos
			
Morteros con arena reciclada de traviesa inmersas en agua de mar	0 Ciclos	25 Ciclos	50 Ciclos
			
	0 Ciclos	25 Ciclos	50 Ciclos
Morteros con arena natural sílicea inmersas en agua con sulfatos			
	0 Ciclos	25 Ciclos	50 Ciclos
			
Morteros con arena reciclada de balasto inmersas en agua con sulfatos	0 Ciclos	25 Ciclos	50 Ciclos
			
	0 Ciclos	25 Ciclos	50 Ciclos

Figura 4-17: Aspecto exterior de las probetas tras los ciclos de humedad-sequedad en distintos ambientes agresivos.

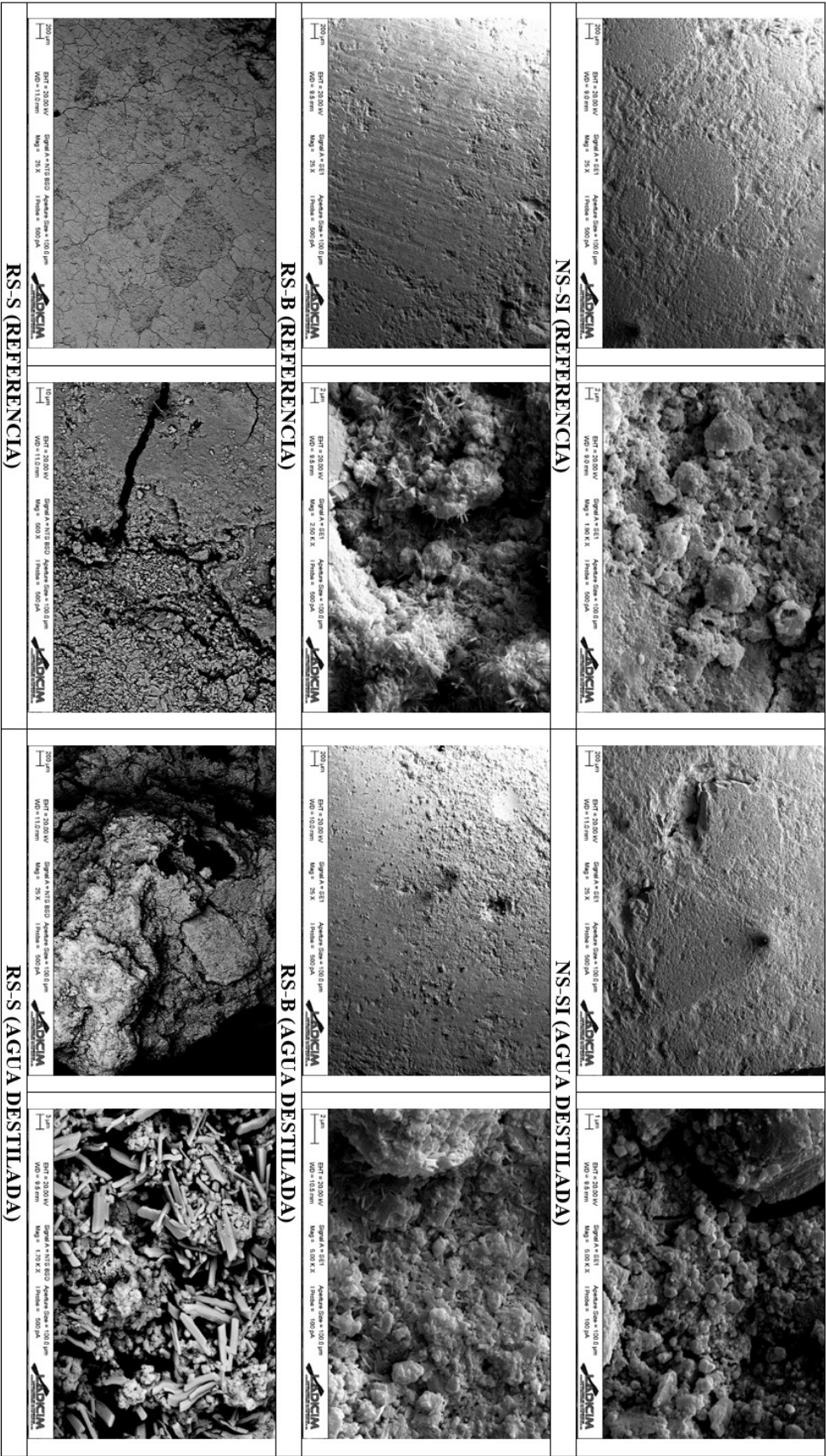


Figura 4-18: Imágenes de microscopía electrónica de las probetas sometidas a los ciclos de humedad-sequedad.

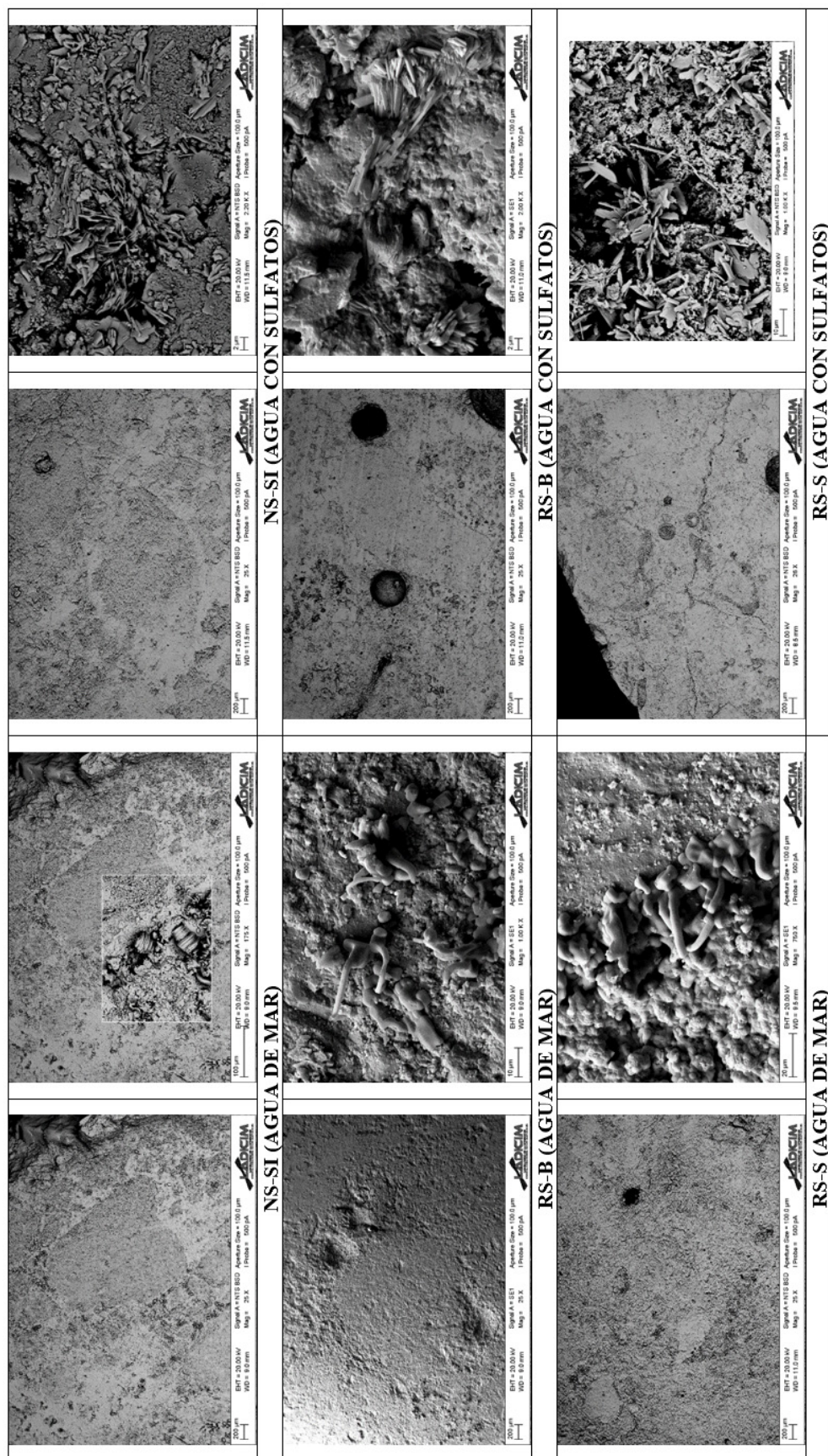


Figura 4-19: Imágenes de microscopía electrónica de las probetas sometidas a los ciclos de humedad-sequedad.

4.2 Dosificación de los hormigones

4.2.1 Determinación de la cantidad de aditivo

Para analizar la efectividad del aditivo a añadir al hormigón, se optó por la metodología propuesta en el ensayo del cono de Marsh. Este ensayo tiene por finalidad determinar el punto de saturación del aditivo, que es el valor a partir del cual mayores porcentajes del mismo en la mezcla no generan mejoras en la fluidez del hormigón.

Los tiempos de paso para distintos volúmenes de hormigón fresco y relaciones aditivo/cemento aparecen representados en la Figura 4-20. Las curvas obtenidas indican, para los cuatro volúmenes estudiados, que el tiempo mínimo para evacuar en cada caso la mezcla correspondiente, coincide con la presencia de un 2% de aditivo. Esto implica que el añadir un porcentaje mayor no aumenta la fluidez de la mezcla o, lo que es lo mismo, que disminuye el efecto plastificante del aditivo.

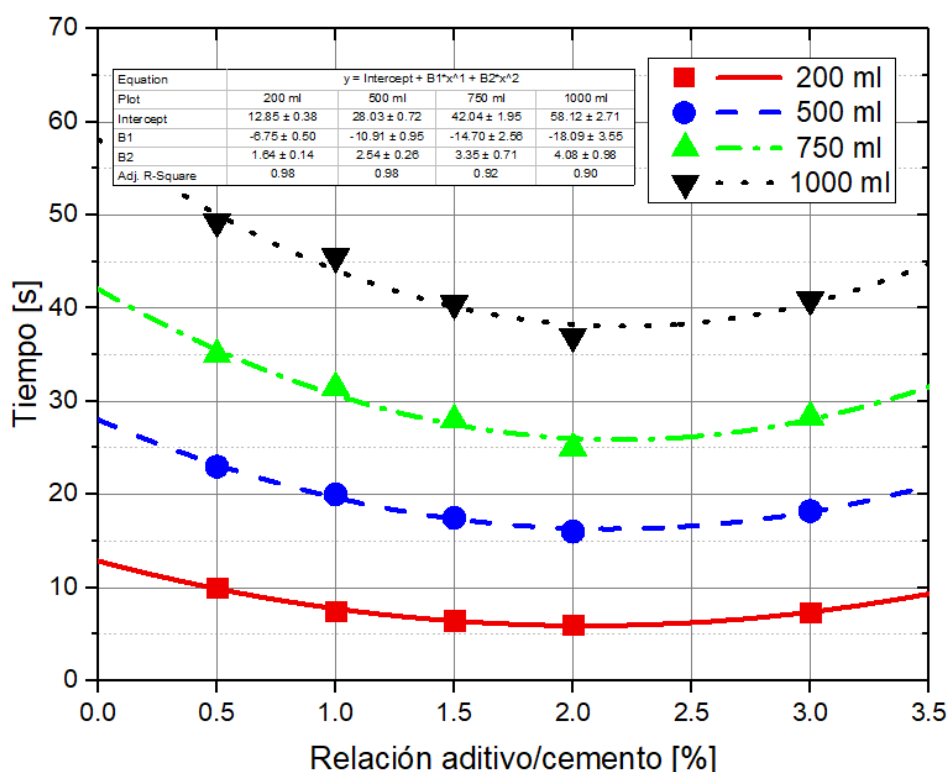


Figura 4-20: Resultados del ensayo del cono de Marsh.

4.2.2 Determinación de la relación arena fina/arena gruesa

Debido a que la fluidez de los hormigones depende, en gran medida, de la trabajabilidad del mortero, para la determinación de la relación entre las dos arenas de cada material, se fabricaron una serie de combinaciones con distintos porcentajes y se analizó la evolución tanto del escurrimiento como de la resistencia a compresión. En la Figura 4-21, se pueden ver tanto el valor de escurrimiento obtenido en el ensayo del minicono como el valor de resistencia a compresión a 28 días.

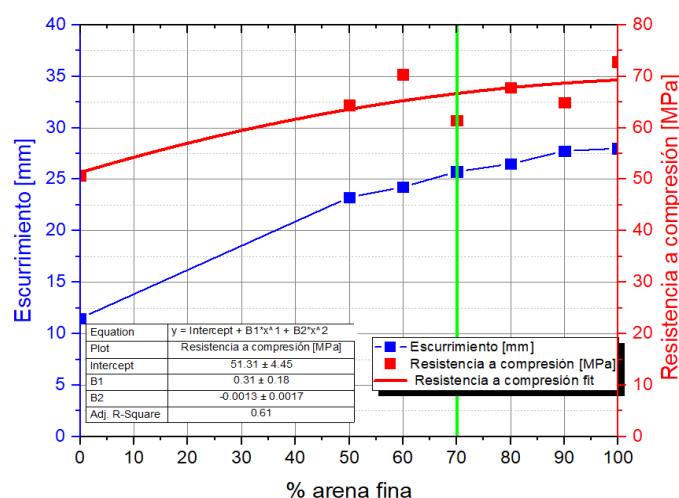


Figura 4-21: Proceso de determinación de la relación de la relación arena fina / arena gruesa.

Al revisar la gráfica de la Figura 4-21, se comprueba, por un lado, que la trabajabilidad del mortero aumenta notablemente cuanto mayor es el porcentaje de arena fina, y que esto implica una ligera ganancia de resistencia a compresión a los 28 días. Tras analizar estos resultados, se determinó que la relación entre arena fina/arena gruesa debía ser 70/30.

4.2.3 Dosificación del hormigón

Con los datos relativos a la eficacia del aditivo superplastificante, la relación entre arenas, la cantidad de cemento por m^3 , la resistencia a 28 días a alcanzar y la condición de autocompactabilidad, se definieron las dosificaciones con un 100% de RA-B (RC-B), y con un 100% de RA-S (RC-S), presentadas en la Tabla 4-12. Posteriormente, se preparó la dosificación RC-M, de manera proporcional a la relación teórica en que se encuentran en vía estos residuos (6/7 de balasto y 1/7 de traviesa).

Tabla 4-12: Dosificación por metro cubico de los tres hormigones estudiados.

Material	RC-B	RC-S	RC-M
Agua (kg)	225	200	221
Cemento (kg)	500	500	500
Aditivo superplastificante (kg)	10	10	10
RA-B-FS (kg)	790	-	677
RA-B-LS (kg)	320	-	274
RA-B-CA (kg)	522	-	447
RA-S-FS (kg)	-	690	98
RA-S-LS (kg)	-	283	40
RA-S-CA (kg)	-	587	83
Relación w/c	0.45	0.40	0.44
% arena fina/(arena fina + arena gruesa)	70	70	70
% árido grueso/ total áridos (g/a)	35	40	36
% aditivo superplastificante/cemento	2	2	2

Al comparar las dosificaciones RC-B y RC-S, se aprecian dos diferencias: la relación w/c (0.45 para el RC-B y 0.4 para el RC-S) y la relación g/a (0.35 para el RC-B y 0.4 para el RC-S), que están condicionadas al priorizar el criterio para el ajuste de las proporciones de conseguir una trabajabilidad óptima.

En concreto, esta decisión ha permitido trabajar con relaciones w/c reducidas y, en el caso de la RC-S, con menor porcentaje de arena reciclada, en un intento de corregir los problemas detectados en la comparativa de morteros descrita en apartados anteriores.

Por otro lado, el ajuste de la dosificación RC-M se ha basado en encajar, apoyándose en las dos previas, la proporción relativa de material obsoleto retirado de la vía.

4.3 Hormigón en estado fresco

Los resultados de los ensayos de caracterización en estado fresco de los tres hormigones dosificados, aparecen en la Tabla 4-13. De manera adicional, en la Tabla 4-14 se adjuntan links a youtube, donde se muestran las grabaciones llevadas a cabo durante los ensayos realizados.

Tabla 4-13: Resultados ensayos en estado fresco.

Ensayo	RC-B	RC-S	RC-M
Escurecimiento [mm]	700	730	800
T _{50cm} [s]	2	2.5	2
Caja en L	0.90	0.90	0.95
Embudo en V [s]	7.5	13.5	6.0
Segregación por tamiz [%]	1.0	8.8	8.8
Densidad en estado fresco [g/cm ³]	2.4	2.3	2.4

Tabla 4-14: Links a los vídeos de los ensayos en estado fresco.

Escurecimiento	
RC-B	https://youtu.be/YqDuxDu_KnQ
RC-S	https://youtu.be/gAZM99yb7xs
RC-M	https://youtu.be/qVL2aQ9ToZI
Caja en L	
RC-B	https://youtu.be/CpFjs-tfHrc
RC-S	https://youtu.be/zBwS_ckKH3Q
RC-M	https://youtu.be/xIJ2zqjnZL4
Embudo en V	
RC-B	https://youtu.be/u7QW2HrYvPg
RC-S	https://youtu.be/usLPxwpfR9I
RC-M	https://youtu.be/DqcKnTsR8b4

En el caso del escurecimiento, el aspecto final del ensayo aporta gran información sobre el comportamiento en estado fresco del hormigón, por esta razón, en la Figura 4-22 y en la Figura 4-23, se recogen unas imágenes del mismo.

La Figura 4-22, se centra en el aspecto del contorno de los tres hormigones dosificados, pudiéndose apreciar que no existe discontinuidad en ninguno de ellos, llegando las partículas de árido hasta el borde de la torta. Se puede concluir que, en los tres casos, no se produce una acumulación de agua y/o pasta alrededor del hormigón, es decir, no se evidencian síntomas de segregación.

En la Figura 4-23, se muestra el aspecto completo del hormigón tras realizar el ensayo del escurecimiento. El de la figura corresponde a una dosificación del RC-S, donde se puede apreciar que el árido grueso no se ha quedado bloqueado en el centro de la torta. Se muestra únicamente el RC-S, ya que al ser el que mayor porcentaje de árido grueso contiene, es el más susceptible de sufrir este problema. En cualquier caso, los otros ensayos se pueden consultar en los links aportados en la Tabla 4-14.

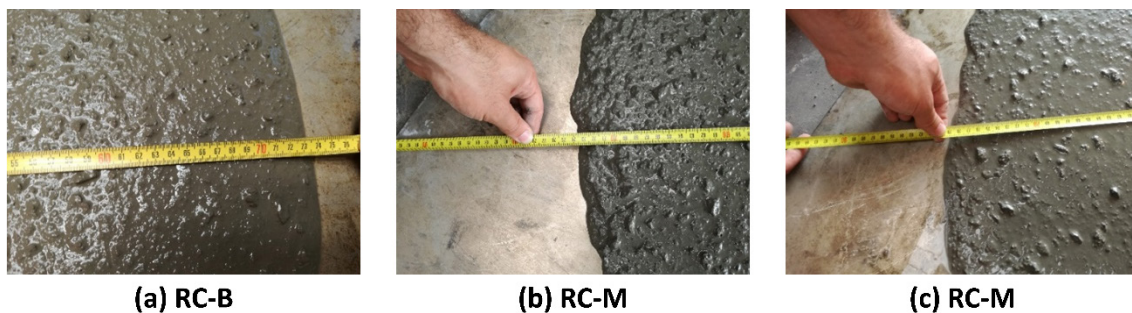


Figura 4-22: Detalle borde del ensayo de escurrimiento.

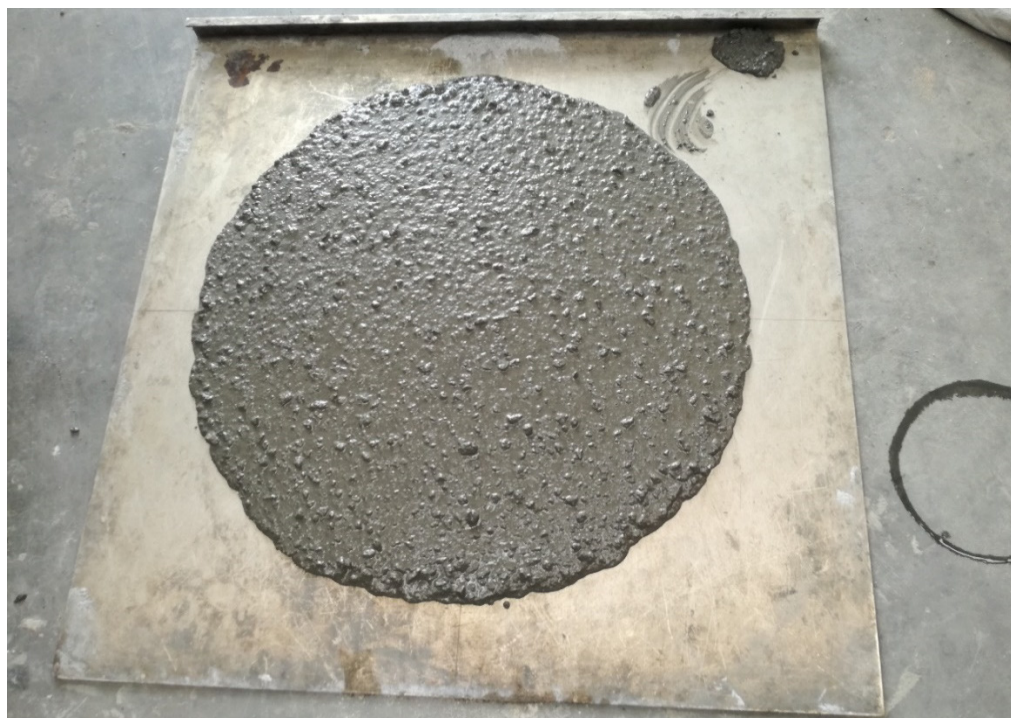


Figura 4-23: Aspecto final del ensayo de escurrimiento del RC-S.

Para comprobar que los hormigones propuestos se ajustan a los estándares de autocompactabilidad, en la Tabla 4-15 se presentan los resultados alcanzados y su comparación con los criterios fijados en la norma UNE-EN 206-9 [25]. Además, en la Tabla 4-16, se lleva a cabo otra comparativa, en este caso con los límites estipulados por el código EFNARC [10].

Tabla 4-15: Clasificación del comportamiento en estado fresco según EN 206-9.

Ensayo	Criterio según EN 206-9	RC-B	RC-S	RC-M
Escurecimiento [mm]	SF1 (550-650); SF2 (660-750); SF3 (760-850)	SF2	SF2	SF3
T50cm [s]	VS1 (<2); VS2 (≥2)	VS2	VS2	VS2
Caja en L	PL1 (≥0.8 con dos barras);	PL1	PL1	PL1
Embudo en V [s]	VF1 (<9); VF2 (9-25)	VF1	VF2	VF1
Segregación por tamiz [%]	SR1 (≤20); SR2 (≤15)	SR2	SR2	SR2

Tabla 4-16: Comparativa de los resultados en estado fresco con el código EFNARC.

Ensayo	Valores habituales según código EFNARC	RC-B	RC-S	RC-M
Escurrecimiento [mm]	650-800	Ok	Ok	Ok
T _{50cm} [s]	2-5	Ok	Ok	Ok
Caja en L	0.8-1	Ok	Ok	Ok
Embudo en V [s]	6-12	Ok	No ok	Ok
Segregación por tamiz [%]	0-15	Ok	Ok	Ok

Todos los valores obtenidos encajan en ambas normativas a excepción de la mezcla RC-S en el rango acotado por el código EFNARC. Dado que la losa no va a ser un elemento fuertemente armado y que ha pasado satisfactoriamente el ensayo de la caja en L, no se juzgó necesario modificar la dosificación de la misma. Es posible que un ligero aumento de la relación w/c, sin llegar a la necesitada en las otras dosificaciones, mejoraría el resultado del RC-S en el embudo en V, pero el cambio trastocaría, de manera innecesaria, el resto de valores correctos conseguidos para los demás parámetros analizados.

4.3.1 Densidad

La densidad en estado fresco es una buena medida de control cuando se trabaja con grandes volúmenes de hormigón. La existencia de una diferencia acusada entre la densidad teórica y la calculada tras el ensayo, es indicativo de que se ha fabricado un volumen de hormigón que no coincide con el pretendido. En la Tabla 4-17, se presentan los valores de densidad en estado fresco tanto la teórica, como la medida, de los tres hormigones caracterizados.

Tabla 4-17: Densidad en estado fresco.

Ensayo	RC-B	RC-S	RC-M
Densidad teórica en estado fresco [g/cm ³]	2.37	2.27	2.35
Densidad en estado fresco [g/cm ³]	2.41	2.26	2.37

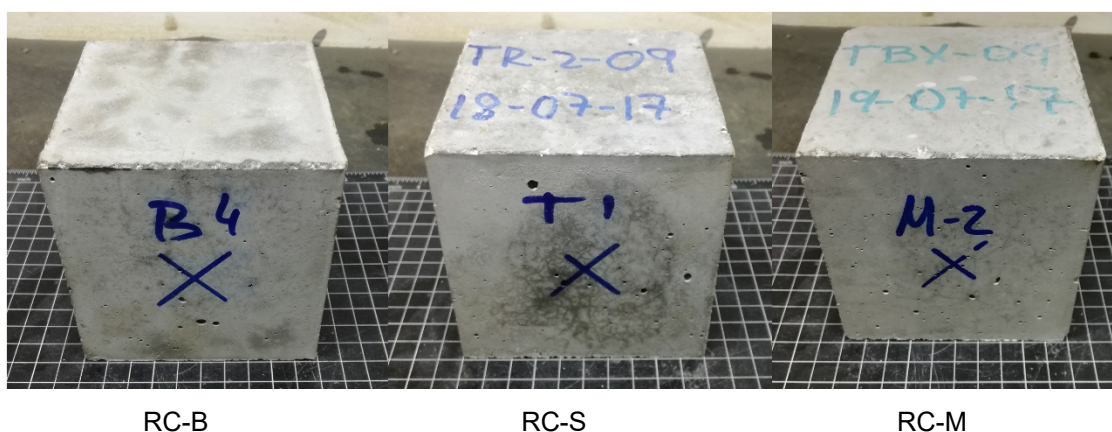
La diferencia obtenida entre la densidad teórica y la medida es, en todos los casos, inferior al 2%, lo que avala un buen ajuste de las cantidades por metro cúbico utilizadas.

4.4 Hormigón en estado endurecido

En este apartado se recopilan los resultados obtenidos de la caracterización de los hormigones en estado endurecido. Este apartado se subdivide en cuatro subapartados: aspecto del hormigón, propiedades físicas, propiedades mecánicas y durabilidad del hormigón.

4.4.1 Aspecto del hormigón

El aspecto del hormigón endurecido, se ha evaluado en una doble vía. Por un lado, comprobando los detalles superficiales de las muestras fabricadas, véase la Figura 4-24 y, por otro, detectando signos de segregación por la observación de cortes según un plano diametral de probetas cilíndricas normalizadas, véase la Figura 4-25.



RC-B RC-S RC-M
Figura 4-24: Aspecto exterior de probetas de cada uno de los 3 hormigones.

La Figura 4-24, evidencia el aspecto exterior de las probetas, apreciándose un buen acabado superficial en todas ellas. Se constata que el hormigón en estado fresco presentaba la fluidez necesaria para poder rellenar perfectamente el molde, como se deduce de la nítida definición de las aristas de los cubos. De igual manera, en la parte exterior se distinguen algunas burbujas de aire retenido.



Figura 4-25: Aspecto interior del hormigón, RC-B (izquierda), RC-S (centro) y RC-M (derecha).

La Figura 4-25, que contiene fotografías tomadas del corte longitudinal de probetas cilíndricas, proporciona mucha información sobre la bondad de la dosificación. Así, en los tres casos, la distribución del conjunto de partículas es homogénea a lo largo de toda la altura de las muestras, incluso en la parte superior, zona con mayor tendencia a una acumulación de pasta.

Comparando las tres dosificaciones, se aprecia una mayor cantidad de árido grueso por unidad de superficie en el RC-S que en los otros dos, debido a la menor densidad del RA-S-CA que conduce a la utilización de más kilogramos del mismo por metro cúbico.

Como se comentó en el apartado “4.3. Hormigón en estado fresco”, la mezcla RC-S utiliza una relación w/c menor a la de las otras dos. Por esta razón, en el corte longitudinal de la probeta correspondiente, es posible apreciar un mayor número de burbujas de aire atrapadas que, como consecuencia de la mayor viscosidad del mortero, no han podido ser expulsadas. Cabe señalar que esta contrapartida de inferior autocompactabilidad, es la propiedad que contribuye a minimizar los riesgos de segregación del hormigón.

4.4.2 Propiedades físicas

El análisis de las propiedades físicas de los tres hormigones diseñados, se realizó por medio de la caracterización de las densidades real, relativa y saturada, véase Figura 4-26, y de la porosidad y la absorción, véase Figura 4-27.

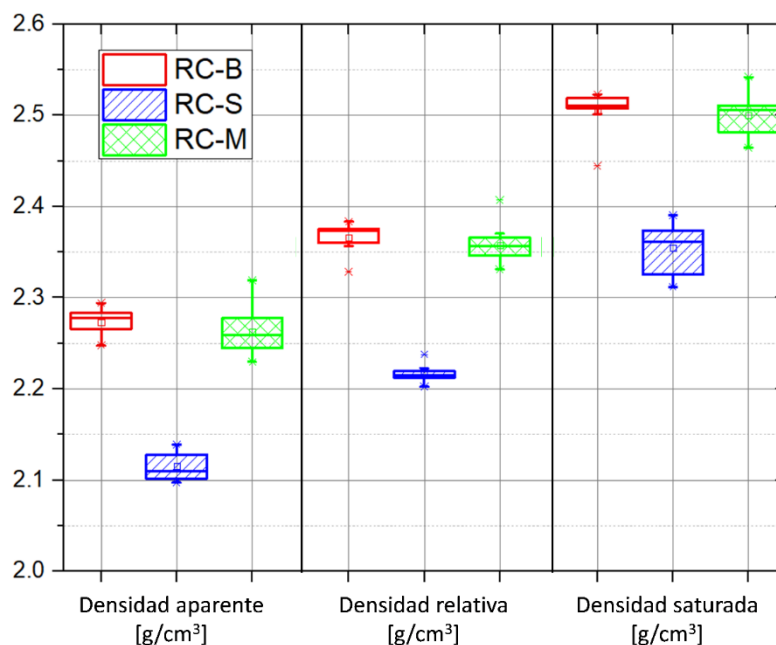


Figura 4-26: Valores de la densidad aparente, relativa y saturada de los tres hormigones diseñados.

Como era de esperar, para las tres mezclas, la densidad del RC-S es la menor de todas, debido a que sus áridos son los menos densos. De igual manera, como también era previsible, el valor de la densidad del RC-M se encuentra entre la del RC-S la del y RC-B, aunque más próxima a la de este último, acorde con la idea de partida: la dosificación del RC-M es 6/7 de RC-B más 1/7 de RC-S.

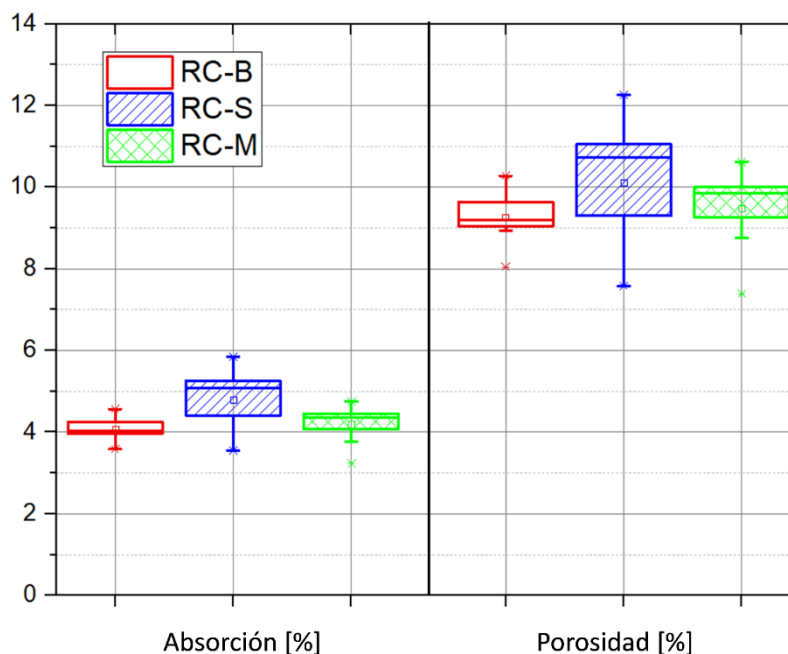


Figura 4-27: Valores de la absorción y la porosidad de los tres hormigones diseñados.

Los áridos procedentes de hormigón reciclado tienen una mayor absorción y porosidad que los áridos naturales, por lo que es de esperar que los hormigones fabricados con estos áridos presenten tanto mayores porosidades como absorciones [64]. Los resultados de este estudio avalan esta consideración, obteniéndose valores superiores, para ambas propiedades, en el caso del RC-S. Al igual que para las densidades, los resultados del RC-M se encuentran entre los del RC-B y los del RC-S, estando siempre más próximos a los del RC-B.

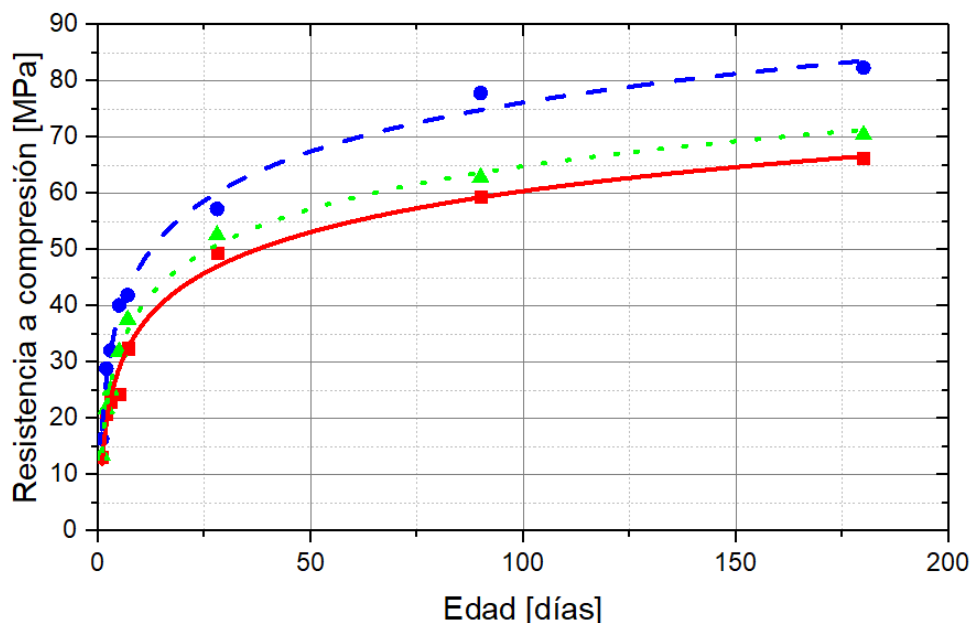
4.4.3 Propiedades mecánicas

El comportamiento mecánico, se ha basado en el análisis de la evolución de la resistencia a compresión uniaxial y de su capacidad deformacional esta última a través de la determinación de los módulos elásticos inicial y estabilizado. Complementariamente, en el “CAPÍTULO 5 Estudio comparativo de metodologías de caracterización a fatiga de hormigón”, se realiza un estudio en profundidad de la respuesta del hormigón frente a esfuerzos de fatiga.

La influencia de la incorporación de RA en el comportamiento mecánico del hormigón reciclado depende, en gran medida, de la relación agua/cemento elegida. Esto es debido a que la resistencia del hormigón, al ser un material compuesto por diversas fases, viene condicionada, principalmente, por la respuesta de la fracción más débil. Por esta razón, en aquellos hormigones con relaciones w/c muy altas (pastas débiles), la presencia de áridos de peores prestaciones, como son los RA, tendrá una incidencia baja. Por otro lado, en aquellos hormigones con relaciones w/c bajas y, por lo tanto, pasta de gran calidad, la influencia de un eslabón débil será mucho mayor.

4.4.3.1 Resistencia a compresión

En la Figura 4-28, aparece la evolución de la resistencia a compresión de los tres hormigones en función del tiempo, hasta los 180 días. Se puede apreciar que el RC-S es el hormigón que obtiene mayores resistencias a compresión a todas las edades y que el RC-M se encuentra siempre entre los valores del RC-B y el RC-S. Además, se puede comprobar que, a 28 días, en el peor de los casos, RC-B, las resistencias a compresión son mayores de 45 MPa. Esto implica que se cumplen los requisitos mecánicos buscados, ya que como se apuntó en el apartado “2.3 Hormigón para vía en placa”, el requisito buscado era 35 MPa a los 28 días.



Equation	$y=a+b*\log(x)$		
Plot	RC-B	RC-S	RC-M
A	11.96 ± 1.31	18.20 ± 1.30	14.25 ± 0.78
b	24.22 ± 1.05	28.97 ± 1.04	25.28 ± 0.62
Adj. R-Squ	0.99	0.99	1.00

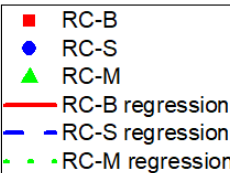


Figura 4-28: Evolución en el tiempo de la Resistencia a compresión.

Analizando la evolución en el tiempo de la resistencia a compresión de estos hormigones, se observan incrementos notables hasta los 180 días. Esto es debido a que el cemento utilizado contiene un reemplazo de clínker por CV importante y, como es bien sabido, las CV aportan un efecto puzolánico que genera incrementos en la resistencia notables pasados los 60 días.

Que el RC-S sea el que mayores resistencias alcance puede resultar sorprendente, si se tiene en cuenta que los valores de las propiedades mecánicas de los áridos indican una mayor calidad de los RA-B sobre los RA-S. La explicación se puede encontrar en las diferencias entre las tres dosificaciones.

Como se indicó previamente, los resultados entre los tres hormigones no son directamente comparables entre sí, dado que el RC-B parte de una relación w/c notablemente mayor al RC-S y eso debilita la pasta del hormigón y penaliza la resistencia del RC-B frente a la del RC-S.

Estas diferencias se evidencian al observar las superficies de rotura de las probetas. En la Figura 4-29 (a), se muestra la superficie de fractura a compresión uniaxial de una probeta de RC-B. En dicha superficie de fractura, se puede ver que los planos de fractura no son perfectamente lisos, ya que, en muchos casos, al ser el mortero mucho más débil que el árido, la superficie de rotura bordea el árido, percibiéndose tanto trozos de árido que sobresalen, como huecos donde previamente había un árido, pero durante el proceso de rotura este se ha despegado. Por su parte, en la Figura 4-29 (b), se observa la superficie de rotura a compresión uniaxial de una probeta de RC-S. En este caso, al ser la fracción más débil el árido, la superficie de rotura es mucho más plana, atravesando, sin dificultad, el árido que encuentra en su recorrido.



(a) RC-B



(b) RC-S

Figura 4-29: Aspecto superficie de rotura.

4.4.3.2 Módulo elástico

En la Figura 4-30 y en la Figura 4-31 se representa la evolución del módulo elástico inicial y estabilizado en función del tiempo de los tres hormigones fabricados. En todos los casos se puede observar, como era de esperar, que el módulo estabilizado es mayor que el inicial. Esto es consecuencia de que durante el primer ciclo de carga el material sufre una serie de reajustes geométricos que conlleva una cierta deformación plástica, que en cargas sucesivas no sucede, disminuyendo, de esta manera, la deformación sufrida por la probeta.

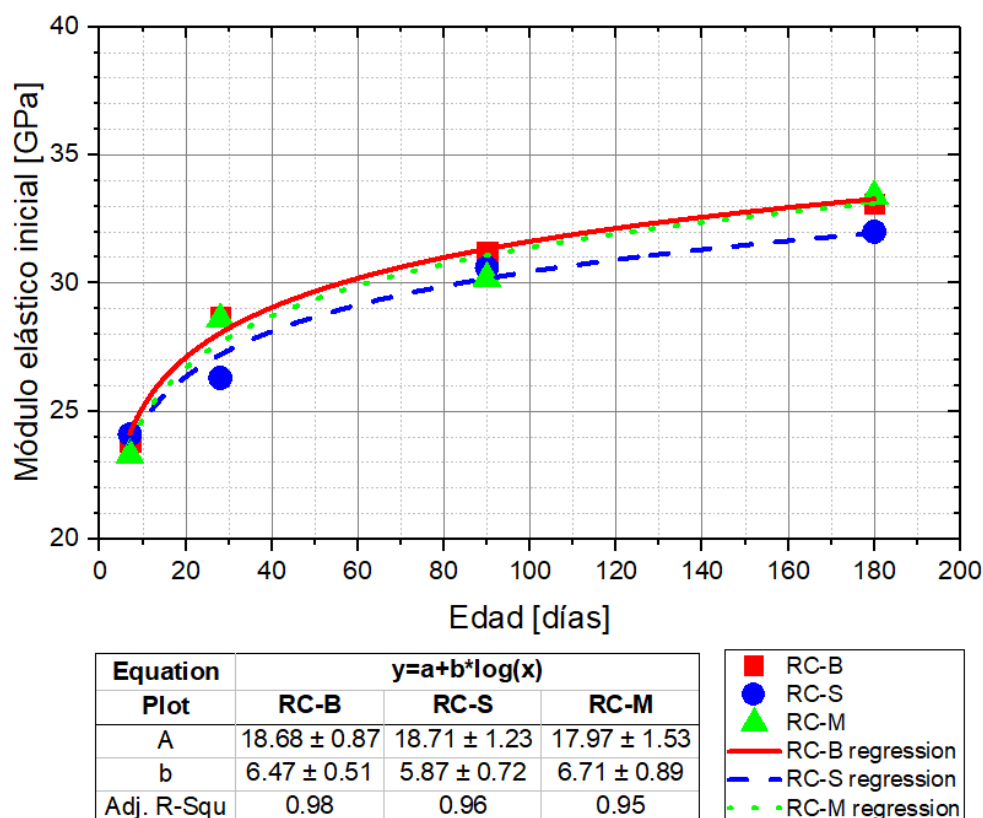


Figura 4-30: Evolución en el tiempo del módulo elástico inicial.

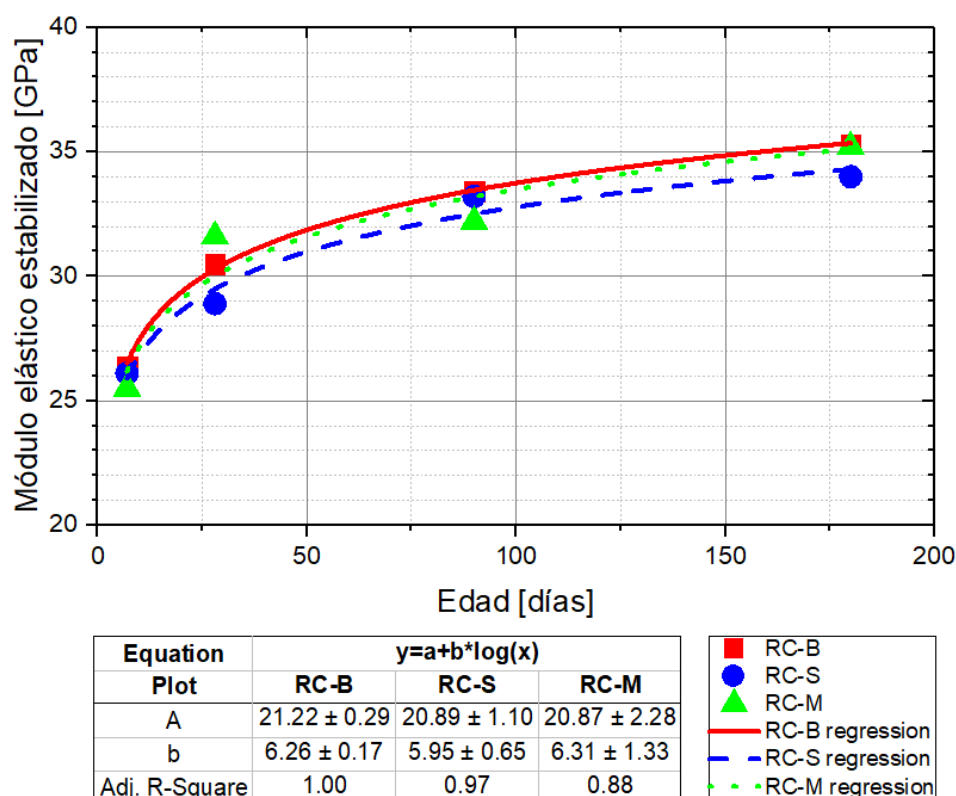


Figura 4-31: Evolución en el tiempo del módulo elástico estabilizado.

Al igual que en el caso de la resistencia a compresión, se puede apreciar un aumento de la rigidez a partir de la edad de 28 días, debido a la presencia de CV. En todos los casos, el ajuste del módulo elástico es mayor en el caso del RC-B, y el del RC-M se encuentra entre el del RC-B y el del RC-S. Dado que el módulo elástico del hormigón depende de la rigidez de los áridos y del mortero, se explica que el RC-B tenga un mayor módulo elástico debido a que el árido en el RC-B es mucho más rígido que en el RC-S. La poca diferencia entre los tres módulos elásticos es debida a que la pasta del RC-S es más rígida que la de RC-B, compensando, en cierta medida, la falta de rigidez de la pasta del RC-S. Al igual que en el caso de la resistencia a compresión, se puede ver que el módulo elástico evoluciona notablemente hasta la edad más avanzada analizada (180 días).

4.4.4 Durabilidad

En este apartado, se analiza la durabilidad de los tres hormigones reciclados fabricados. Este análisis se hace por medio de seis subapartados; los dos primeros analizan la permeabilidad del hormigón, utilizando como fluidos de referencia oxígeno y agua, el tercero y el cuarto, corresponden a la respuesta tras someter a ciclos agresivos al hormigón (ciclos de choque térmico y ciclos de hielo-deshielo). Por su parte, los dos últimos subapartados, contemplan el comportamiento frente a fenómenos que pueden debilitar al hormigón como son el desgaste y la retracción.

La influencia que tiene la presencia de árido reciclado y la relación w/c en la durabilidad del hormigón reciclado es inversa a la de las propiedades mecánicas. Esto es algo que se puede entender a través de analizar la permeabilidad del hormigón, parámetro clave en la durabilidad de los mismos. Hormigones reciclados con relaciones w/c elevadas, tendrán pastas muy permeables, lo que permitirá que los agentes exteriores penetren en el interior del material, hecho potenciado por la incorporación de áridos más porosos como es el caso de los reciclados.

En la situación contraria, es decir, hormigones reciclados con relaciones w/c bajas, la pasta será muy impermeable y, por lo tanto, los agentes externos tendrán problemas para difundirse por el hormigón y para penetrar hacia el interior, por lo que la influencia será mínima.

4.4.4.1 Permeabilidad al oxígeno

El parámetro que mayor información puede aportar sobre la durabilidad de un hormigón es su permeabilidad. Esto es debido a que aquellos hormigones muy poco permeables impedirán que los agentes potencialmente dañinos penetren en el interior de su masa. Por esta razón, el primer ensayo de caracterización de la durabilidad del hormigón ha sido determinar su permeabilidad al oxígeno. Los resultados de 9 muestras por dosificación están representados en la Figura 4-32. Los valores más pequeños de permeabilidad implican que el material es más impermeable y, en principio, que tendrá una respuesta mejor frente al ataque de agentes externos agresivos.

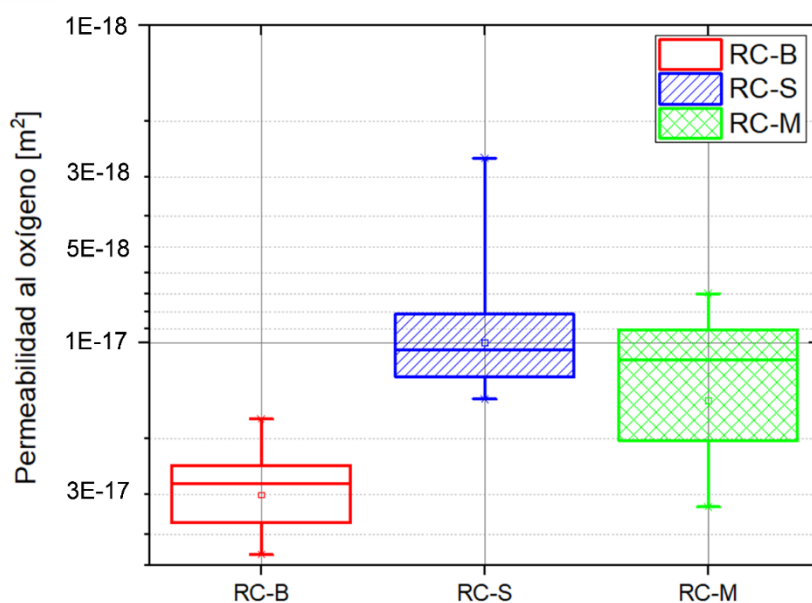


Figura 4-32: Resultados de la permeabilidad al oxígeno.

Los resultados obtenidos para las tres dosificaciones analizadas sitúan a los hormigones dentro de la categoría de impermeables. Comparativamente, el RC-S presenta los valores más bajos de permeabilidad al oxígeno, siendo, como era de esperar, los del RC-M intermedios entre los del RC-S y los del RC-B. Este hecho no resulta sorprendente, ya que la permeabilidad de un hormigón depende, principalmente, de la permeabilidad de la pasta, dado que es por ésta por la que penetran los agentes externos en el hormigón. Es bien sabido, que la pasta de mortero es tanto más permeable cuando mayor sea la relación w/c. Por esta razón, se puede entender que generalmente, la presencia de RA no modifica significativamente la permeabilidad del hormigón [123]. Además, también es ampliamente conocido que la presencia de CV en el hormigón reduce la permeabilidad de los mismos [190].

4.4.4.2 Permeabilidad al agua

En la Figura 4-33, se presentan los resultados de los ensayos de penetración de agua bajo presión. Tras estos ensayos se obtienen dos resultados; por un lado, la penetración máxima de agua, Figura 4-33 izquierda y, por otro, el valor medio de penetración, Figura 4-33 derecha. Las propiedades que afectan a la permeabilidad al agua y a la permeabilidad al oxígeno son las mismas, por lo que los resultados son relativamente similares.

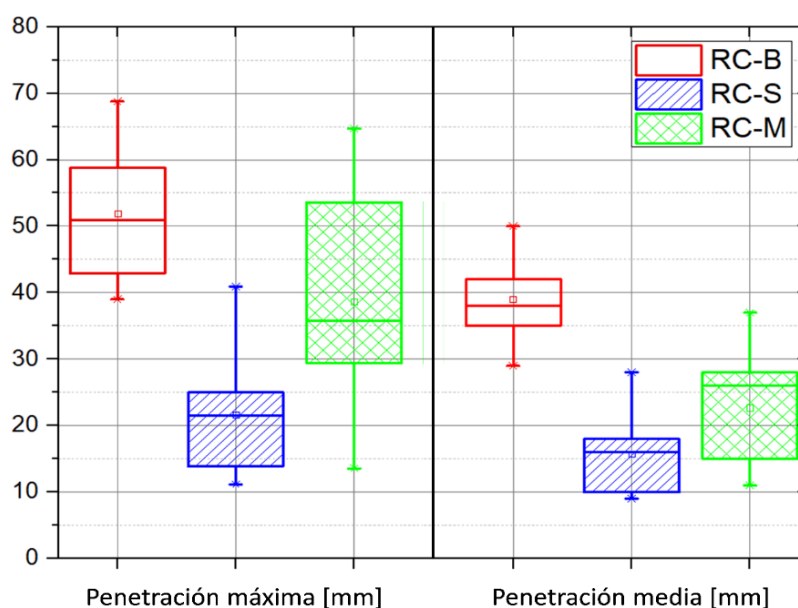


Figura 4-33: Resultados de la penetración de agua bajo presión.

En las Figura 4-34 se puede ver el aspecto de las huellas de penetración de agua bajo presión tras 72 horas con agua a 5 bares de presión aplicada en la cara superior de la probeta. Se detecta el recorrido del líquido por el contraste de colores entre la zona húmeda y la seca. En estas imágenes se ha añadido una escala de paso aproximado de 10 mm, que sirve para comparar los tres hormigones. Para la obtención de los valores de la Figura 4-33, la penetración máxima se midió directamente sobre las probetas y, la penetración media, se calculó tras abrir y escalar las imágenes en AutoCad, cuantificando el área que se ve más oscura, es decir, la superficie mojada.

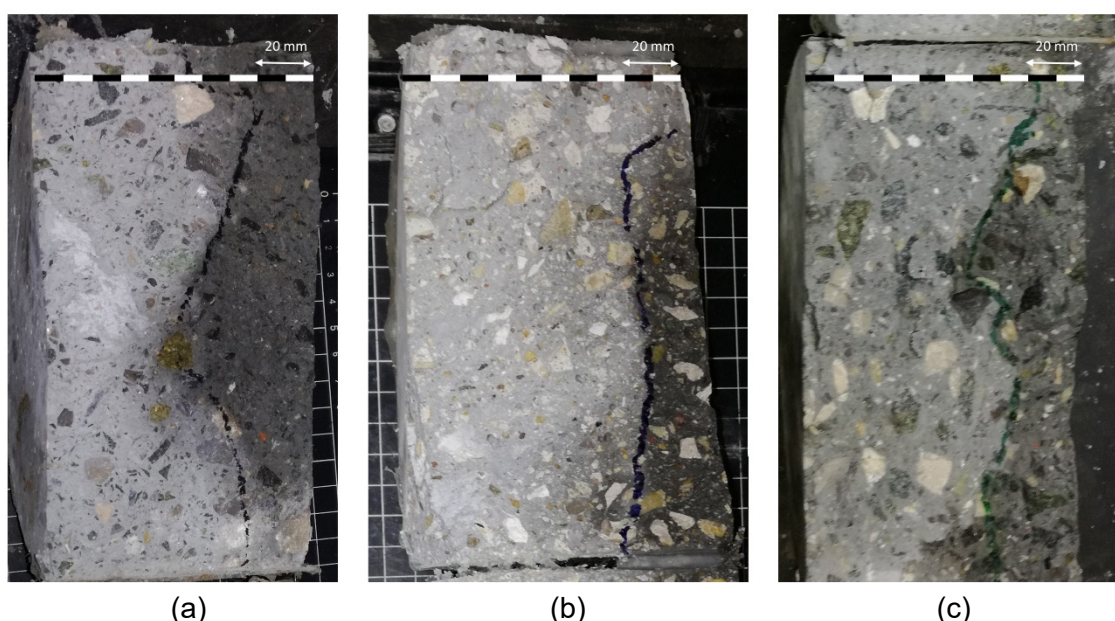


Figura 4-34: Huella de humedad tras el ensayo de penetración de agua bajo presión, (a) RC-B, (b) RC-S y (c) RC-M.

Al analizar los resultados de los ensayos de permeabilidad al agua, se observa que, tanto el RC-S como el RC-M, cumplen con los valores de penetración exigidos por la EHE-08 para hormigones expuestos a ambientes III ó IV (50 mm para la profundidad máxima y 30 mm para la profundidad media). En lo que respecta al RC-B, si bien se sobrepasan los límites anteriores, hay que tener en cuenta la penalización que supone el haber utilizado una relación w/c superior a la del resto de dosificaciones.

4.4.4.3 Ciclos de hielo-deshielo

En la Figura 4-35, se presenta la evolución de la masa remanente de las probetas sometidas a ciclos de hielo-deshielo. Dado que el mecanismo que produce el daño deriva de que el agua que ha penetrado en el hormigón en la fase de deshielo aumenta de volumen en la fase de congelación, lo cual genera unas tracciones superficiales, que poco a poco van afectando a la integridad de la probeta. Para el caso de muestras cúbicas, inicialmente la desintegración se focaliza en las aristas, lo cual conduce, a medida que aumentan los ciclos de exposición, a la generación de un volumen aproximadamente esférico.

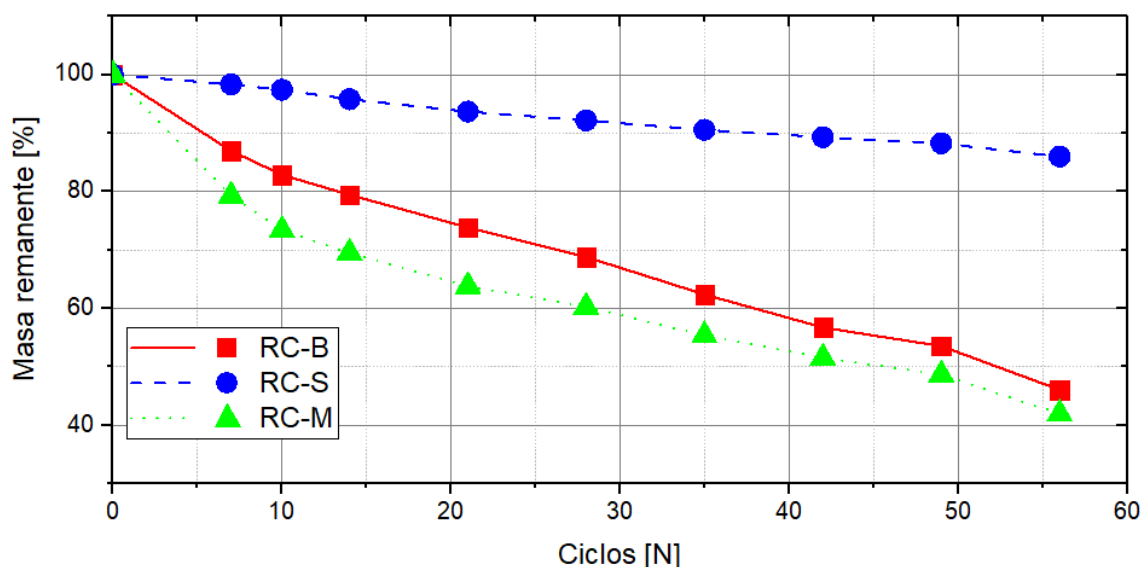


Figura 4-35: Evolución de la masa de las probetas en función del número de ciclos de hielo-deshielo sufridos.

En la experimentación llevada a cabo, se aprecian dos fases de daño. En la primera, hasta que se consigue la geometría esférica, la velocidad de pérdida de masa es mayor que en la segunda. El punto de cambio de pendiente, se produce cuando la probeta ha disminuido en un 20% su masa.

Comparativamente, el comportamiento del RC-S es mejor que el de las otras dos dosificaciones. Tras ser sometido a 56 ciclos, aún se encuentra en la primera fase de degradación, manifestando una pérdida de masa de aproximadamente un 15%.

En el caso del RC-B y del RC-M existen las dos fases de daño: una fuerte caída hasta el ciclo 10, alcanzando el 20% de pérdida de masa y una continuación, más lenta pero imparable, que supone disponer de menos del 50% de la probeta completados los 56 ciclos.

En la Figura 4-36, se puede ver el aspecto exterior de los tres tipos de hormigón tras los 56 ciclos de hielo-deshielo. En estas probetas se aprecia que el RC-B ha sufrido un daño importante, llegando incluso a perder su geometría original cubica. Por su parte, el RC-S, tras 56 ciclos de hielo-deshielo sigue manteniendo su geometría cubica, aunque ha sufrido un descascarillado superficial. El RC-M, ha sido el material que mayor daño ha sufrido, con un daño ligeramente superior al del RC-B. Puede no resultar esperable que un hormigón con una dosificación intermedia entre el RC-B y el RC-S sufra un daño mayor que cualquiera de los dos por separado. Esto se justifica debido a que este RC-M combina la parte débil del RC-B su pasta porosa que permite que el agua penetre en el hormigón, y los áridos más absorbentes del RC-S. Esto hace que el agua tenga una mayor capacidad de fluir por el RC-M que por el RC-S, y que en la probeta se almacene una mayor cantidad de agua, que cuando se congela y aumenta el volumen daña el mortero. Se aprecia en la Figura 4-36, que la geometría hacia la que tiende la probeta tras los ciclos de hielo-deshielo es la esfera, esto es debido a que la esfera es la figura geométrica que menor área por unidad de volumen tiene.

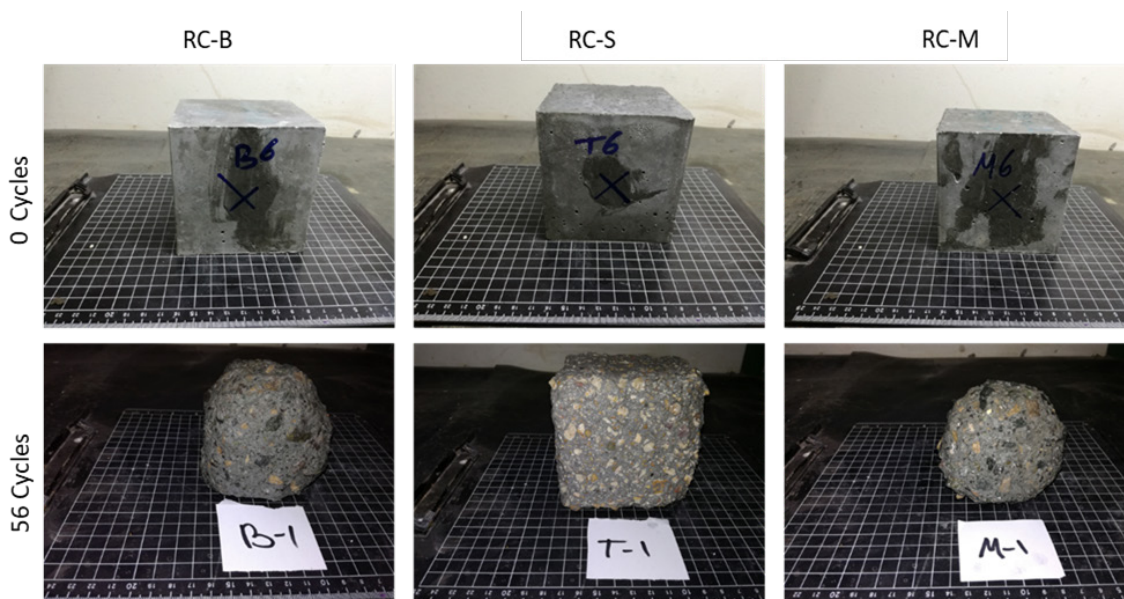


Figura 4-36: Aspecto exterior de las probetas antes y después de sufrir 56 ciclos de hielo-deshielo.

4.4.4.4 Choque térmico

La evolución del cambio de masa en función de los ciclos de choque térmico está representada en la Figura 4-37. El hormigón RC-B tras 100 ciclos de humedad-sequedad, apenas manifiesta variaciones (un incremento de peso del 0.1%). Sin embargo, tanto el RC-S como el RC-M, sufren un incremento de masa notable desde los primeros ciclos. La ganancia se establece rápidamente hasta aproximadamente el ciclo 10, tras lo cual se ralentiza, llegando casi a estabilizarse a partir de los 60 ciclos. Tras 100 ciclos de humedad-sequedad, el RC-S aumenta aproximadamente 1.4% su masa inicial, mientras que el RC-M, alcanza un valor intermedio entre el RC-B y el RC-S de aproximadamente un 1.3%.

Este incremento de masa es debido a que el tiempo de secado normalizado, no es suficiente para secar totalmente la probeta y, como consecuencia, la probeta retiene parte del agua en su interior.

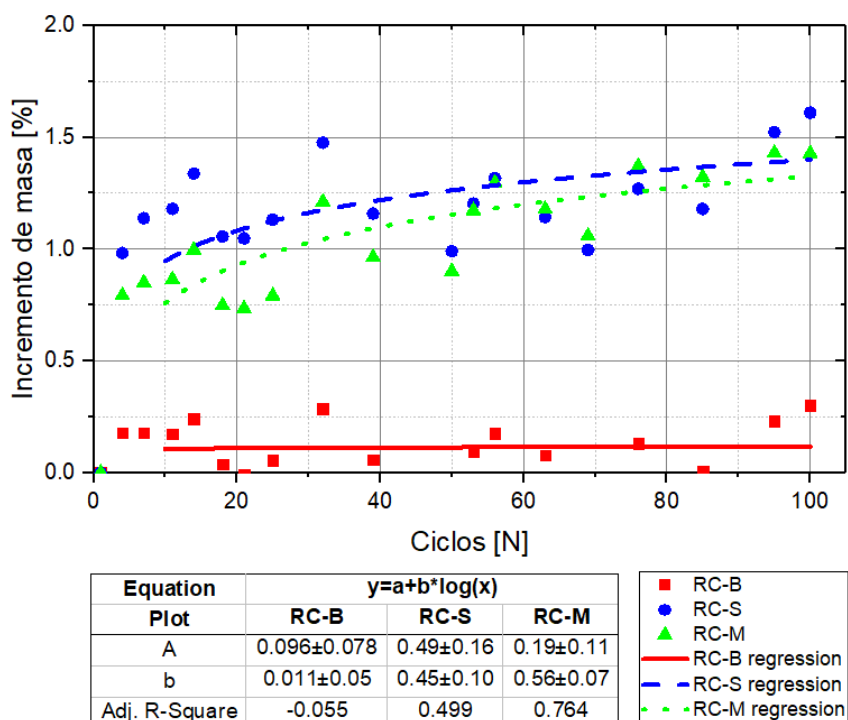


Figura 4-37: Evolución de la ganancia de peso de las probetas como consecuencia de los ciclos de humedad-sequedad.

Cabe comentar que, en el caso del RC-B, el coeficiente de determinación, R^2 , no es solo que tome un valor bajo, es que incluso es negativo, pero visualmente sobre la gráfica se ajusta de manera aproximada a los puntos existentes. Esto es debido a que al ser el incremento de peso registrado un valor tan próximo a 0, el error de medida es incluso superior a la variación calculada, lo que implica que los valores de la regresión serán pobres.

En la Figura 4-38, se puede ver la variación de aspecto superficial que han sufrido las probetas tras ser sometidas a 100 ciclos de humedad-sequedad. Se puede apreciar que las probetas han sufrido una cierta decoloración y, también, la aparición de una pequeña fisuración superficial, que no afecta a la geometría cúbica de partida.

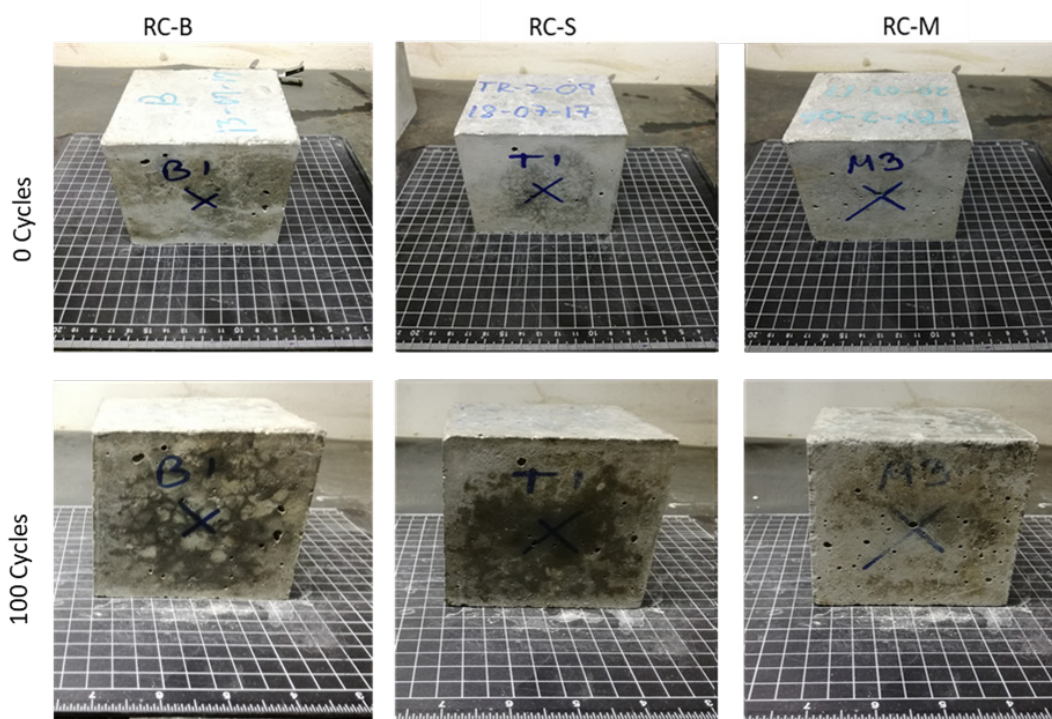


Figura 4-38: Aspecto exterior de las probetas antes y después de sufrir 100 ciclos de humedad-sequedad.

Tras los 100 ciclos de choque térmico, se procedió a la rotura a compresión de estas probetas para determinar la pérdida de resistencia como consecuencia de la exposición a los 100 ciclos de choque térmico. Los resultados de estos ensayos aparecen en la Tabla 4-18. Porcentualmente, se puede apreciar que el hormigón que mayor pérdida de resistencia a compresión sufre, un 20%, es el RC-S, seguido del RC-M, un 14%, y siendo del 11% en el caso del RC-B.

Tabla 4-18: Resistencia a compresión tras 100 ciclos de choque térmico.

Material	Resistencia a compresión residual [MPa]	Perdida de resistencia a compresión [%]
RC-B	52.7	11.3
RC-S	62.3	19.9
RC-M	53.6	13.9

Si se tienen en cuenta los valores absolutos, el RC-S, a pesar de ser el más afectado, mantiene las mayores resistencias a compresión. Destacar, también, que el daño no impide que, en todos los casos, los hormigones superen los 50 MPa tras ser sometidos a los 100 ciclos de hielo-deshielo.

4.4.4.5 Desgaste

En la Figura 4-39 se pueden ver los valores de desgaste obtenidos sobre los tres hormigones dosificados distinguiendo si el ensayo se ha realizado sobre una cara interior, a la izquierda, o si se ha realizado sobre una cara exterior de la probeta, a la derecha. Cuando se habla de cara interior, se entiende aquella superficie que se obtiene tras el corte de una probeta, es decir, que, además del mortero, el disco de desgaste está también en contacto con secciones de áridos. Por el contrario, cuando se habla de cara exterior de una probeta, se hace referencia a la superficie que durante las primeras horas de fraguado está en contacto con el molde, por lo que el disco de desgaste actúa en contacto mayoritario con el mortero.

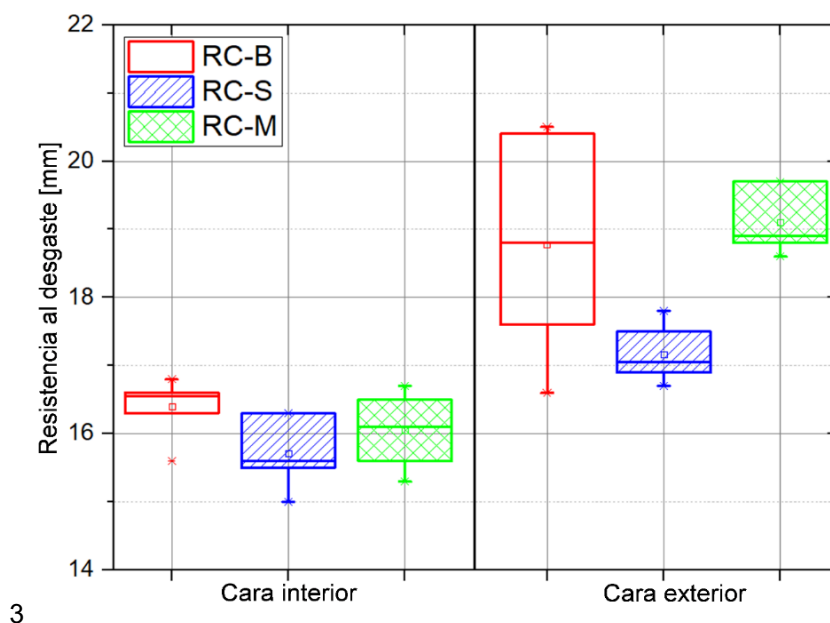


Figura 4-39: Comparativa de los resultados de desgaste por la cara interior y exterior.

Comparando los resultados, en el caso del desgaste por la cara exterior, el RC-B es el que mayor desgaste sufre, esto es debido a que el mortero del RC-B es menos resistente al tener una mayor relación w/c. En el caso del desgaste en la cara interior, los valores son similares para los tres tipos de hormigón. La clara mejoría observada en el RC-B es fruto de la participación en la dosificación del mismo del árido procedente de balasto reciclado. Como era de esperar, los valores del RC-M se encuentran siempre entre los del RC-B y el RC-S.

Cabe destacar que la norma UNE-EN 1338 [185] para baldosas de hormigón, define como límite más restrictivo un desgaste por abrasión de 20 mm, lo que implica que los valores medios de los tres hormigones cumplen los requisitos de la clase más exigente.

En la Figura 4-40, se puede ver el aspecto exterior de las probetas tras los ensayos de desgaste por la cara exterior.

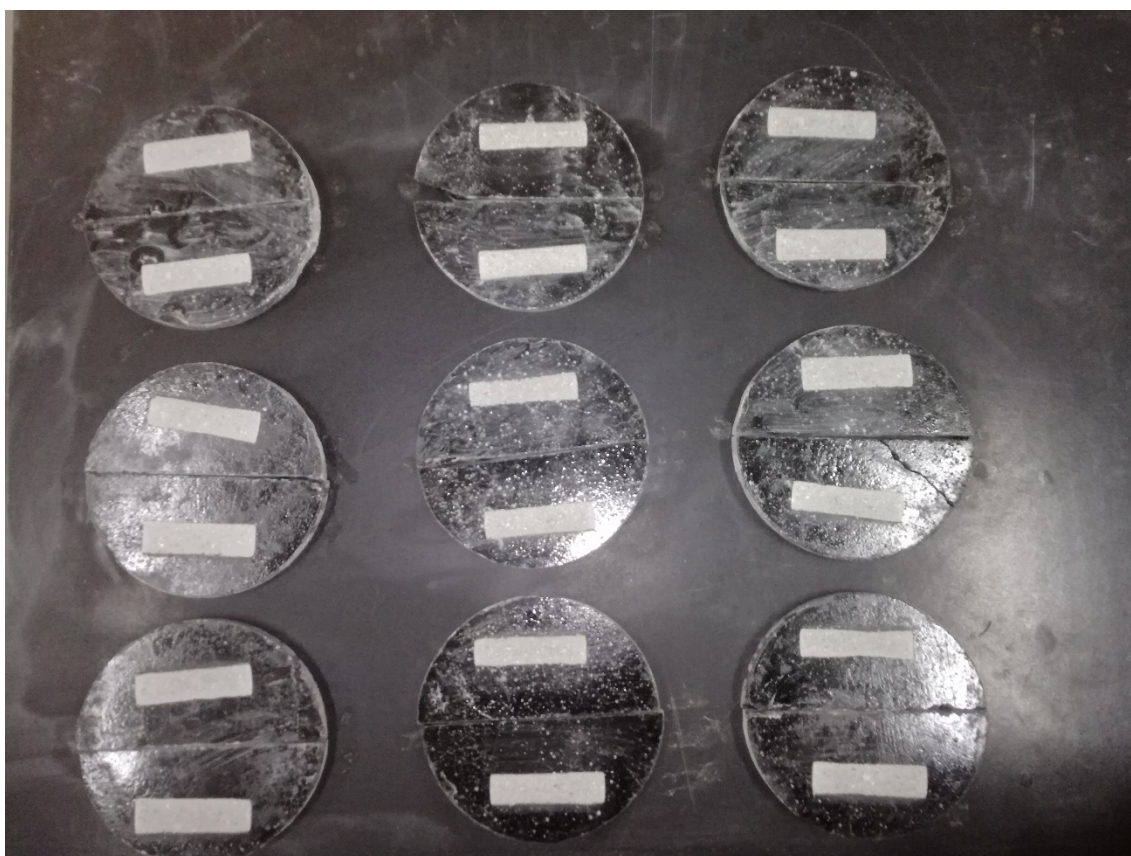


Figura 4-40: Aspecto de las probetas tras los ensayos de desgaste.

4.4.4.6 Retracción

Las variaciones de la longitud de las probetas normalizadas con el paso del tiempo, se representan en la Figura 4-41. En la misma se grafican los seis binomios material-ambiente de curado contemplados. Los resultados indican que los hormigones curados al aire (A) sufren una reducción en su longitud, mientras que los curados inmersos en agua (W) manifiestan un incremento de tamaño.

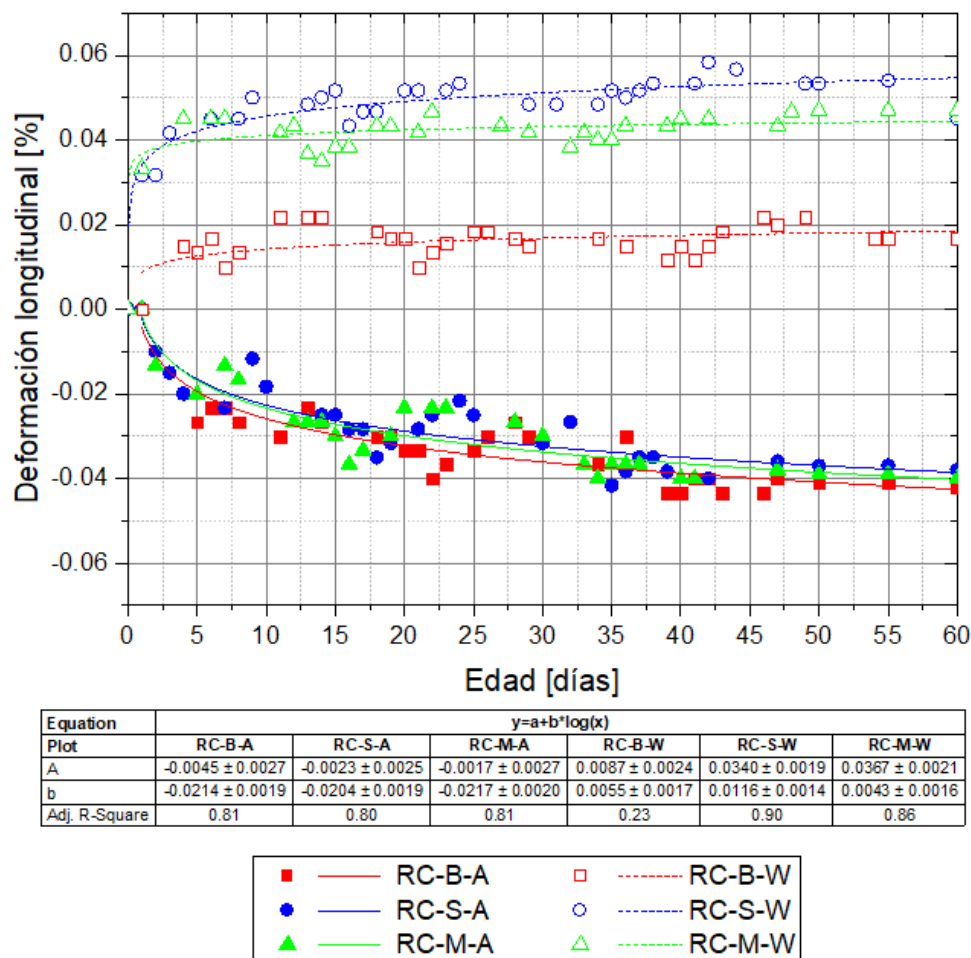


Figura 4-41: Evolución de la retracción en función del tiempo.

Los valores obtenidos se ajustan a los requerimientos marcados para estos hormigones. Cabe recordar que su funcionalidad es la de conformar una losa de hormigón continua, estructura que demanda un control certero de la fisuración por retracción. Los resultados ante los dos ambientes de curado extremos (saturado y al aire) arrojan, en términos absolutos, cambios dimensionales inferiores al 0.06%, lo cual los sitúan por debajo de los límites que se exigen al hormigón, por ejemplo al de la norma Standards Australia (SA) “Concrete Structures” [191] que lo cifra en un 0.08% para el caso de hormigones convencionales.

CAPÍTULO 5

Estudio comparativo de metodologías de caracterización a fatiga de hormigón

En los Capítulos anteriores, se ha analizado la posibilidad de valorizar los residuos provenientes del desguarnecido de la vía, concretamente traviesas y balasto, como áridos para la fabricación de hormigón. En dichos Capítulos, se ha demostrado que, los hormigones reciclados fabricados poseen propiedades, tanto mecánicas como de durabilidad, compatibles con los requisitos exigidos para la fabricación de vía en placa. No obstante, dado que el uso que se plantea para valorizar estos residuos implica que el material va a estar sometido a fuertes cargas dinámicas, también resulta necesario analizar cómo afectan las mismas a estos hormigones reciclados.

En la actualidad, el comportamiento a fatiga del hormigón no ha sido ampliamente estudiado debido, en parte, a la dificultad y elevado tiempo que exige su determinación. Algunos elementos de hormigón sometidos a este tipo de cargas son, por ejemplo, la superestructura ferroviaria, traviesas o vía en placa, también los puentes tanto de ferrocarril como de tráfico rodado [192], estructuras offshore sometidas a las cargas variables del viento y de las mareas [192,193] y/o los molinos eólicos [164]. Tal y como afirman Skarżyński et al. [164], hoy en día, el conocimiento sobre el efecto de las cargas cíclicas sobre el hormigón es muy limitado. En la bibliografía, se constatan publicaciones de autores que han analizado la respuesta del hormigón tanto a fatiga en compresión [164,187–189,193] como a fatiga a flexión [162,193]. De manera general, se sabe que la fatiga hace que las microfisuras inherentes al hormigón crezcan a cargas menores que en el caso de los ensayos estáticos, lo que puede producir el fallo del mismo antes de lo esperado [194].

En este Capítulo, se desarrolla un estudio de la respuesta de los hormigones propuestos frente a esfuerzos cíclicos de compresión. Estos esfuerzos generan, de manera conjunta, dos fenómenos: fatiga y fluencia. Ambos procesos pueden actuar como mecanismos subcríticos de fallo, acumulando daño hasta que se produce el colapso de la estructura con una carga menor de la que se podría esperar en un caso estático.

El medio más habitual de analizar la fatiga es mediante el empleo de curvas S-N. El problema de esta metodología es que precisa de un amplio número de ensayos de larga duración, lo que supone, no solo un aumento en los plazos, sino, también, un sobre coste.

Para intentar reducir el tiempo de caracterización, se ha analizado la influencia de aumentar la frecuencia de ensayo hasta de resonancia del conjunto probeta y máquina de ensay. Frente a esta propuesta, varios autores [195–197] indican que el rango de frecuencias en las que se debe de ensayar un hormigón debe estar comprendida entre 1 y 15 Hz, dado que afirman que dentro de este intervalo se reduce el efecto de la misma. Se justifica fijar el mínimo en 1 Hz por evitar un aumento excesivo del efecto de la fluencia dando lugar a ensayos de muy larga duración. Sin embargo, no se justifica el por qué se fija el máximo en 15 Hz.

Adicionalmente a las curvas S-N, se han tenido en cuenta otra serie de técnicas de caracterización que se centran en determinar únicamente el límite a fatiga, entendiendo como tal el rango tensional umbral por debajo del cual no tiene lugar el fallo de manera independiente del número de ciclos aplicados, por lo que se puede considerar vida infinita frente a esos niveles de sollicitación.

En concreto, se ha propuesto el método Staircase, procedimiento estandarizado utilizado, por ejemplo, para caracterizar el límite a fatiga de soldaduras de carriles de ferrocarril, según la norma UNE-EN 14587-1 [198]. Este tipo de ensayo precisa de un número notablemente inferior de ensayos a una curva S-N, pero sigue siendo necesario disponer de aproximadamente una decena de resultados. Con la intención de acortar plazos, se ha realizado una comparativa con otro método de ensayo de fatiga acelerado, el método Locati, que pretende determinar el límite a fatiga mediante un único ensayo [159,160].

Como ya se ha comentado previamente, en la fatiga en compresión interactúan la fatiga y la fluencia. Por esta razón, y dado que la temperatura acelera los fenómenos de fluencia [199] y que puede incrementarse durante un proceso de fatiga, se registró la evolución de la temperatura durante los ensayos de fatiga.

En este apartado se caracterizaron los tres tipos de hormigón autocompactante reciclado definidos en los Capítulos anteriores frente a ensayos de fatiga a compresión. Esta caracterización se desarrolló tanto a alta frecuencia (90 Hz) como a baja (10 Hz).

Primeramente, se comenzó con los ensayos a alta frecuencia, realizando ensayos Staircase que permitieron determinar, por un método estandarizado, el límite a fatiga de los tres tipos de hormigón. Posteriormente, se realizaron ensayos Locati, también a alta frecuencia, fijando, inicialmente, el número de ciclos por escalón en $5 \cdot 10^5$, dado que, durante los ensayos Staircase, se había demostrado que así se superaba el tiempo demandado por el sistema para su estabilización.

Para analizar la influencia del número de ciclos por escalón, se continuó realizando ensayos Locati, pero esta vez fijando el número de ciclos por escalón en $2 \cdot 10^5$ ciclos. Con estos ensayos se concluyó la caracterización de la fatiga a alta frecuencia de los hormigones reciclados autocompactantes, siendo posible comparar tanto la influencia del número de ciclos por escalón en el método Locati como, contrastar los métodos de caracterización en fatiga Staircase y Locati. Por último, para analizar la influencia de la frecuencia en los resultados a fatiga del hormigón, se realizaron ensayos Locati con $2 \cdot 10^5$ ciclos por escalón a baja frecuencia. En la Figura 5-1, se puede ver un esquema de todos los ensayos de fatiga practicados en esta Tesis.

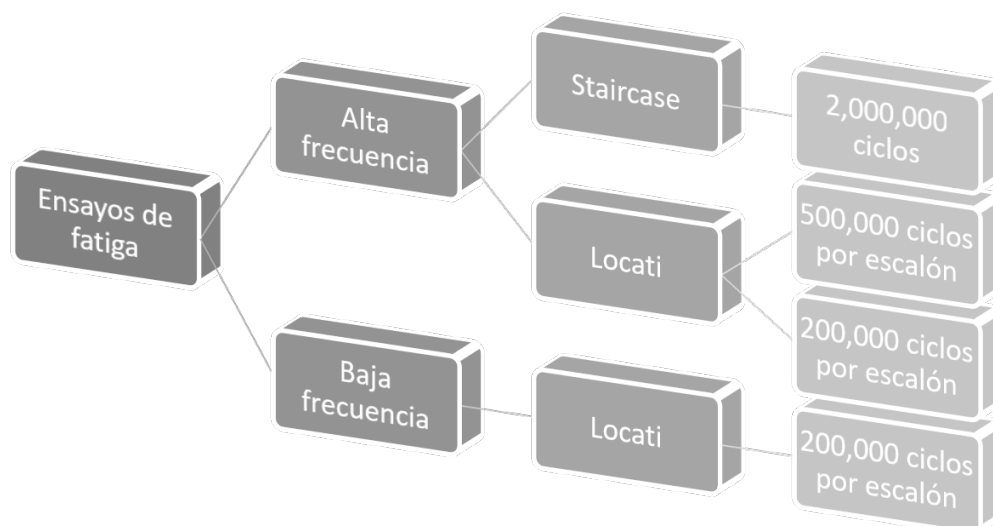


Figura 5-1: Resumen de los ensayos de caracterización en fatiga realizados.

El objetivo común de todos ellos fue determinar el escalón asociado al límite de fatiga del hormigón en cada caso. Para poder comparar de la manera más directa posible los resultados obtenidos, se decidió fijar los escalones de carga a partir de la resistencia a compresión de cada material. Para ello, se definió el valor de la tensión máxima de cada escalón como un coeficiente (k) multiplicado por la resistencia a compresión de cada uno de los hormigones y, se fijó el ratio tensional en 0.1. En la Tabla 5-1, se puede ver un resumen de los valores tensionales utilizados en cada uno de los escalones de carga aplicados.

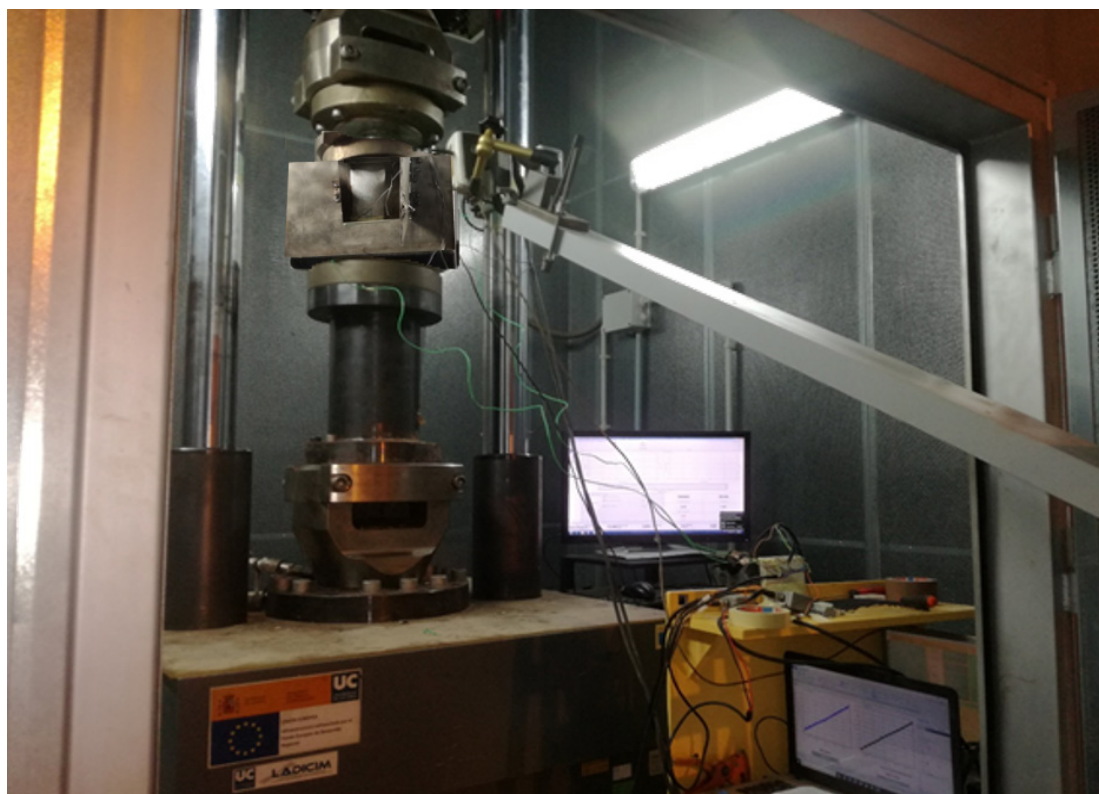
Tabla 5-1: Valores tensionales aplicados en cada escalón.

N	k	RC-B			RC-S			RC-M		
		Max [MPa]	Min [MPa]	Rango [MPa]	Max [MPa]	Min [MPa]	Rango [MPa]	Max [MPa]	Min [MPa]	Rango [MPa]
1	0.30	17.8	1.8	16.0	23.3	2.3	21	18.9	1.9	17.0
2	0.35	20.8	2.1	18.7	27.2	2.7	24.5	22.0	2.2	19.8
3	0.40	23.8	2.4	21.4	31.1	3.1	28.0	25.1	2.5	22.6
4	0.45	26.7	2.7	24.0	35.0	3.5	31.5	28.3	2.8	25.5
5	0.50	29.7	3.0	26.7	38.9	3.9	35.0	31.4	3.1	28.3
6	0.55	32.7	3.3	29.4	42.8	4.3	38.5	34.6	3.5	31.1
7	0.60	35.7	3.6	32.1	46.7	4.7	42.0	37.7	3.8	33.9
8	0.65	38.6	3.9	34.7	50.6	5.1	45.5	40.8	4.1	36.7
9	0.70	41.6	4.2	37.4	54.5	5.4	49.1	44.0	4.4	39.6

5.1 Ensayos a alta frecuencia

Para los ensayos a alta frecuencia se utilizó una máquina de 400 kN de capacidad marca Zwick Roell 400 HFP 5100 que realiza los ensayos de fatiga a la frecuencia de resonancia del conjunto de ensayo, es decir, el binomio probeta y máquina. Esta frecuencia de resonancia se encontró en todos los casos a 90 ± 5 Hz. Durante estos ensayos se registró, por un lado, la evolución de la frecuencia de resonancia a lo largo cada uno de los ensayos. Por otro lado, todas las probetas se instrumentaron con dos bandas extensométricas para determinar la evolución de la deformación a lo largo del ensayo. Por último, para registrar la temperatura a lo largo de todos los ensayos, se utilizaron dos procedimientos: se fijaron dos termopares a cada una de las probetas y, además, se colocó una cámara termográfica que permitía registrar la temperatura en distintos puntos de la superficie de la probeta.

En la Figura 5-2 se muestra la disposición de los ensayos realizados a alta frecuencia. Así, en la Figura 5-2 (a), se puede ver el ensayo completo desde lejos, con la disposición de la cámara termográfica utilizada para registrar la evolución de la temperatura a lo largo del ensayo. En la Figura 5-2 (b) se aprecia la probeta dentro de una caja metálica que sirve para contener los restos de la misma cuando se produce su rotura. En la Figura 5-2 (c) se recoge el detalle de una probeta antes de comenzar el ensayo de fatiga, que incluye una de las dos bandas extensométricas fijadas en cada probeta para registrar la evolución de la deformación de la misma, así como la de uno de los termopares que, al igual que la cámara termográfica, registra la temperatura a lo largo del ensayo.



(a)



(b)



(c)

Figura 5-2: Ensayos de fatiga a la frecuencia de resonancia.

5.1.1 Ensayos Staircase

Este ensayo consiste en someter cada una de las probetas a ondas senoidales entre los valores de tensión máxima (σ_{\max}) y mínima (σ_{\min}), correspondientes al escalón previamente fijado hasta que, o bien rompa, o alcance los $2 \cdot 10^6$ ciclos, momento en el que la probeta será retirada. En función de si la probeta ha sido capaz de superar los $2 \cdot 10^6$ ciclos, se determinan las tensiones máximas y mínimas correspondientes al siguiente ensayo. En caso de haber superado con éxito los ciclos previstos, la siguiente probeta se ensayará con las cargas del siguiente escalón. En caso de haber roto antes, se retrocede a las cargas del escalón anterior.

Para los ensayos de fatiga Staircase se emplearon nueve probetas por dosificación salvo en el caso del RC-M que se utilizaron únicamente 7. Esta metodología para determinar el límite a fatiga del hormigón reciclado coincide con la utilizada por Thomas et al. [188], si bien este estudio se centró en condiciones de baja frecuencia (10 Hz).

En las Tabla 5-2 a Tabla 5-4, se recopilan los resultados obtenidos de los ensayos Staircase. Aquellas probetas que superaron con éxito los $2 \cdot 10^6$ ciclos aparecen representadas con un **1**, mientras que las que no llegaron a superar dichos ciclos, aparecen representadas con un **0**. Para interpretar los resultados, el primer paso consiste en identificar el fenómeno (**1** ó **0**) menos habitual. En los tres casos es coincidente, no pasa (**0**). El segundo paso consiste en identificar el escalón más bajo en el que se puede encontrar el fenómeno menos habitual. En las tablas dicho escalón está sombreado en gris. Este escalón se toma como referencia y se le asigna el valor $i=0$. Una vez definido el escalón de referencia, se obtienen las variables N, A y B, siendo i el número de escalón respecto al de referencia y N el número de veces que se repite el suceso menos habitual en cada uno de esos escalones.

Tabla 5-2: Resultados ensayo Staircase RC-B en alta frecuencia.

Step	$\Delta\sigma$ [MPa]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	i	n_i	$i \cdot n_i$	$i^2 \cdot n_i$
4	24.0	1												
5	26.7		1		1		1		1					
6	29.4			0		0		0		0	0	4	0	0
N												4		
A													0	
B														0

Tabla 5-3: Resultados ensayo Staircase RC-S en alta frecuencia.

Step	$\Delta\sigma$ [MPa]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	i	n_i	$i \cdot n_i$	$i^2 \cdot n_i$
2	24.5		1				1							
3	28.0	0		1		0		1		1	0	2	0	0
4	31.5				0				0		1	2	2	2
N												4		
A													2	
B														2

Tabla 5-4: Resultados ensayo Staircase RC-M en alta frecuencia.

Step	$\Delta\sigma$ [MPa]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	i	n_i	$i \cdot n_i$	$i^2 \cdot n_i$
4	25.5	1		1				1						
5	28.3		0		1		0				0	2	0	0
6	31.1					0					1	1	1	1
N												3		
A													1	
B														1

Para la interpretación de los resultados es preciso aplicar las ecuaciones (5.1) a (5.7).

$$A = \sum i \cdot n_i \quad (5.1)$$

$$N = \sum n_i \quad (5.2)$$

$$B = \sum i^2 \cdot n_i \quad (5.3)$$

$$\sigma'_{FL} = \sigma_0 + \delta \cdot \left(\frac{A}{N} \pm 0.5 \right) \quad (5.4)$$

Una vez determinados los parámetros N, A y B, mediante la ecuación (5.4) es posible determinar el límite a fatiga de las muestras analizadas. En la ecuación (5.4) σ_0 es el rango tensional del escalón de referencia, δ es la variación de rango tensional entre escalones sucesivos y el \pm es más (+), si el suceso menos habitual es que supera el escalón y, menos (-), si por el contrario, el suceso menos habitual es que no supera el escalón. La desviación típica será igual a (5.5) siempre y cuando se cumpla (5.7). En la Tabla 5-5, se presenta un resumen de los resultados obtenidos de los ensayos Staircase.

$$S = 1.62 \cdot \delta \cdot \left(\frac{B \cdot N - A^2}{N^2} + 0.029 \right) \quad (5.5)$$

$$\sigma_{FL} = \sigma_{FL}' \pm S \text{ (MPa)} \quad (5.6)$$

$$\frac{B \cdot N - A^2}{N^2} > 0.3 \quad (5.7)$$

Tabla 5-5: Resumen de los resultados obtenidos de los ensayos Staircase en alta frecuencia.

Material	σ_0 [MPa]	δ [MPa]	σ_{FL} [MPa]	S [MPa]	Condición	σ_{FL}' [MPa]
RC-B	29.4	2.7	28.1	0.1	0.0	28.1±2.7
RC-S	28.0	3.5	28.0	1.6	0.3	28.0±3.5
RC-M	28.3	2.8	27.8	1.1	0.2	27.8±2.8

A pesar de que, en ningún caso, se cumpla la condición definida en la ecuación (5.7), los resultados se dan por válidos, sin embargo los valores de desviación típica no se pueden considerar fiables, ya que, la condición de Dixon-Mood postula que el paso entre escalones estará entre $0.5 \cdot S$ y $2 \cdot S$, siendo S la verdadera desviación típica [200]. Al no cumplirse dicha condición, se sabe que la desviación es muy pequeña, pero al no ser posible determinarla con exactitud, se definió de manera conservadora igual al paso entre escalones δ .

Las probetas destinadas a los ensayos Staircase, al igual que las destinadas a ensayos Locati, fueron instrumentadas, por lo que fue posible analizar la evolución a lo largo del ensayo de la deformación de la probeta, de la frecuencia de resonancia y de la temperatura de la misma. En la Figura 5-3, se muestra un ejemplo de dicha evolución, tanto en una probeta que supera el escalón, parte superior de la figura, como en una que no, parte inferior.

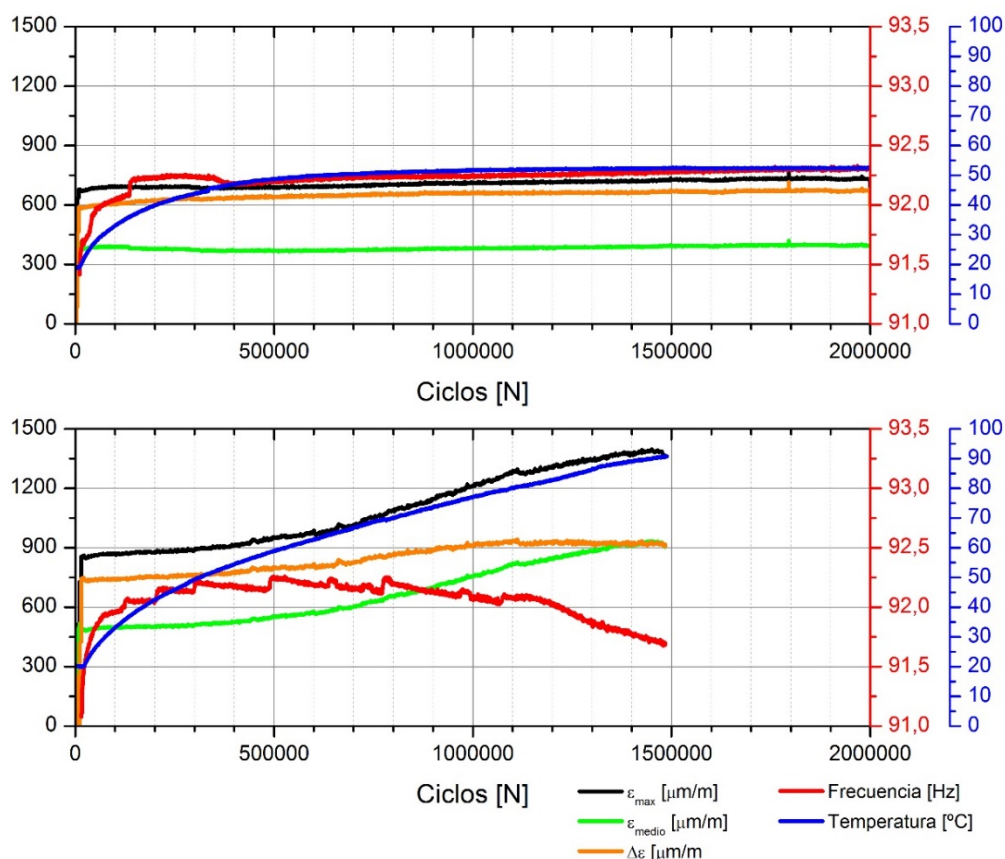


Figura 5-3: Evolución de los parámetros registrados durante los ensayos Staircase en el caso de que una probeta supere un determinado escalón (parte superior) o en caso de no superar el mismo (parte inferior).

Al analizar la Figura 5-3, se aprecia que, en el caso de que la probeta vaya a superar el escalón, todos los parámetros se estabilizan a lo largo del ensayo, mientras que, en el caso de que la probeta no vaya a superar el escalón, tanto las deformaciones como la temperatura crecen, mientras que la frecuencia disminuye.

El hecho de que las deformaciones aumenten, es consecuencia del crecimiento de las fisuras existentes en el interior de la probeta hasta que alcanzan un valor crítico que supone el colapso de la probeta. Se trata de un parámetro ampliamente contrastado y conocido, siendo el parámetro que más habitualmente se utiliza para analizar el daño que sufre el hormigón.

Respecto a la disminución de la frecuencia de resonancia, la caída es debida a que, al aumentar las fisuras en la probeta, se reduce la rigidez de la misma y, por lo tanto, desciende la frecuencia de resonancia del sistema.

En lo relativo al aumento apreciado en la temperatura durante la parte final del ensayo, se cree que sea como consecuencia del rozamiento interno que se produce dentro de la probeta una vez dañada, ya que, dicho estado de fisuración conduce a mayores desplazamientos relativos entre zonas en contacto y la baja conductividad térmica del hormigón impide disipar dicha energía lo suficientemente rápido al encontrarse a tan alta frecuencia.

En la Figura 5-4 se presenta un ejemplo de los datos adquiridos mediante la cámara termográfica. Se puede ver como se distribuye la temperatura a lo largo de geometría de la probeta, comprobándose que, la zona superior se calienta más que la parte inferior, pero que, el máximo de temperatura se encuentra en el segundo punto registrado (cuadrado naranja).

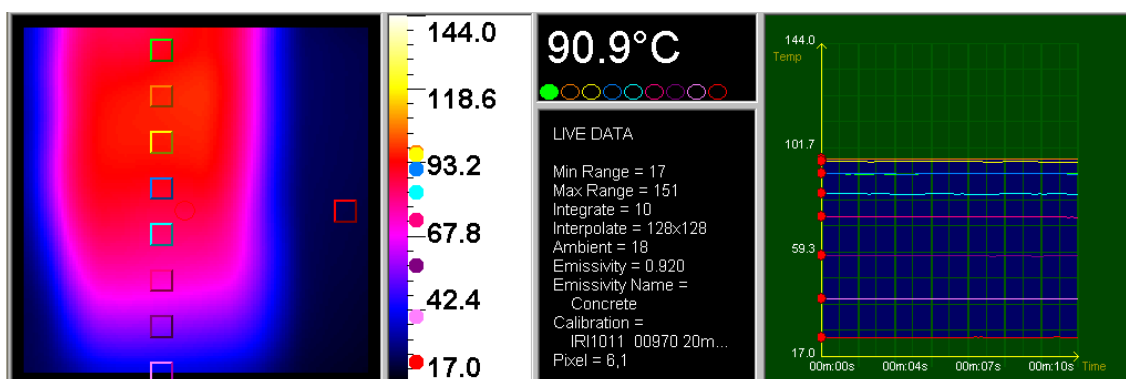


Figura 5-4: Distribución (izquierda) y evolución (derecha) de la temperatura en la parte final de un ensayo de fatiga a alta frecuencia.

5.1.2 Ensayos Locati

El procedimiento concerniente al ensayo Locati, se detalló en el apartado 3.1.2.6.2.2. En la Figura 3-6, es un esquema explicativo de su metodología.

De los ensayos Locati a alta frecuencia, se registró tanto la deformación como la frecuencia de resonancia. El análisis de la deformación se subdividió, a su vez, en el control tanto del valor medio como del rango de deformación. En la Figura 5-5, se puede ver un ejemplo de los datos registrados durante uno de los ensayos Locati a alta frecuencia.

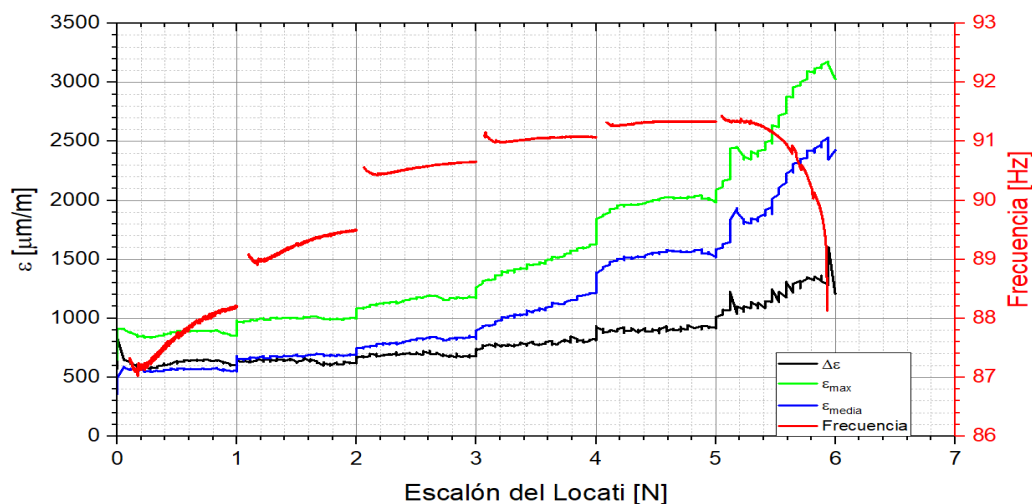


Figura 5-5: Ejemplo de ensayo Locati.

Para obtener el límite a fatiga del hormigón mediante los ensayos Locati, se siguió el procedimiento descrito por C. Thomas en su Tesis Doctoral [56], que calcula el rango tensional límite a fatiga como el 80% del rango tensional del escalón en el que se produce la rotura, a este criterio lo denominaremos criterio 1. Tras el análisis de estos ensayos, se identifica el escalón anterior al escalón en el que se produce una caída en la frecuencia de resonancia del sistema como el escalón del límite a fatiga (S_{LF}). De manera adicional, se decidió tomar como parámetro para definir el límite a fatiga el rango tensional en el S_{LF} , a este criterio se le denominará criterio 2. Así, en el caso de la Figura 5-5, el límite a fatiga correspondería con el rango tensional del escalón 5.

A pesar de que la frecuencia es el parámetro que identifica con mayor precisión la caída de rigidez de la probeta, consecuencia de estar próxima al fallo, se comprobó que, no es un parámetro que pueda servir para comparar entre los distintos tipos de hormigón ya que, depende de la rigidez equivalente del sistema, por lo que, pequeñas variaciones en los elementos intermedios usados para garantizar la correcta aplicación de las cargas, pueden producir mayores diferencias en la frecuencia de resonancia del sistema que la variación de rigidez entre los distintos hormigones. Por su parte, la deformación registrada por las bandas extensométricas es un parámetro que se va a ver influenciado, principalmente, por el material con que estén fabricadas las probetas. Por esta razón, se analizó la evolución tanto de la deformación media como del rango de deformación en función del número de ciclos.

5.1.2.1 Ensayos Locati a alta frecuencia con $5 \cdot 10^5$ ciclos por escalón

En la Tabla 5-6, se puede ver un resumen de los resultados de los ensayos Locati, que permiten determinar el límite a fatiga. En los siguientes apartados se realiza una comparativa entre tanto el valor medio de deformación como el rango de deformación en función del número de ciclos de los tres materiales analizados.

Tabla 5-6: Resultados de los ensayos Locati a $5 \cdot 10^5$ ciclos en alta frecuencia.

Muestra	Rango tensional máximo	Límite a fatiga Método 1	Límite a fatiga Método 2
	[MPa]	[MPa]	[MPa]
RC-B-1	29.42	23.53	26.74
RC-B-2	32.09	25.67	26.74
RC-S-1	28.01	22.41	24.51
RC-S-2	31.51	25.21	24.51
RC-M-1	28.27	22.62	25.45
RC-M-2	31.10	24.88	25.45

5.1.2.1.1 Análisis de la evolución de la deformación media

En la Figura 5-6, se presenta una comparativa entre las deformaciones medias de las seis probetas utilizadas para la caracterización en fatiga mediante el ensayo Locati a alta frecuencia con $5 \cdot 10^5$ ciclos por escalón.

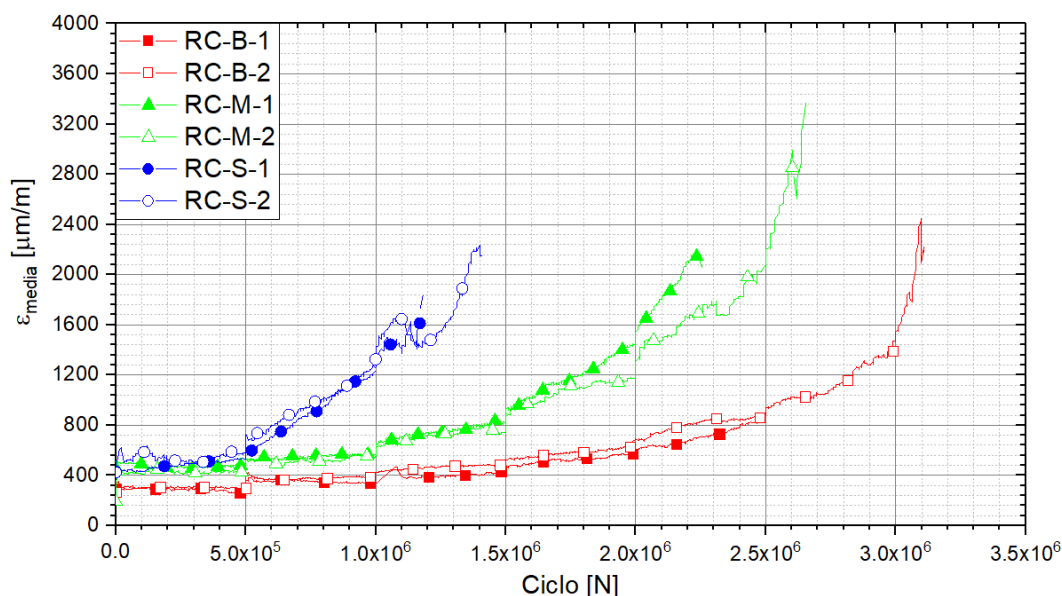


Figura 5-6: Comparativa de la deformación media en los ensayos Locati de $5 \cdot 10^5$ ciclos por escalón a alta frecuencia.

Del análisis de la Figura 5-6, primeramente, se observa que existen diferencias fácilmente apreciables entre los tres tipos de hormigón, siendo el RC-S el material que menos escalones resiste, el RC-B el que más, encontrándose, en todo momento, el RC-M entre ellos dos. De igual manera, se comprueba que, en todos los casos, los valores de deformación media alcanzados en los últimos escalones son mayores de lo esperado. Esto se justifica debido al incremento de temperatura sufrido por la probeta con la progresiva acumulación de ciclos, tal y como se detectó en los ensayos Staircase.

El valor medio de la deformación es siempre creciente durante todos los ensayos de fatiga. Esto es debido a que la deformación que sufre la probetas es consecuencia del crecimiento de las microfisuras presentes en el hormigón hasta que alcanzan un tamaño tal que puedan provocar el fallo de la misma. Respecto a la velocidad a la que crece el valor medio de la deformación, se puede ver que existen dos zonas fáciles de identificar: una primera, donde la velocidad de crecimiento es constante y que concluye al llegar al S_{LF} , y en dicho escalón comienza la segunda, donde se acelera, notablemente, la velocidad de crecimiento de la deformación media por ciclo.

5.1.2.1.2 Análisis de la evolución del rango de deformación durante el ensayo

En la Figura 5-7, se puede ver una comparativa entre el rango de deformación de las seis probetas utilizadas para la caracterización en fatiga mediante el ensayo Locati a alta frecuencia con $5 \cdot 10^5$ ciclos por escalón.

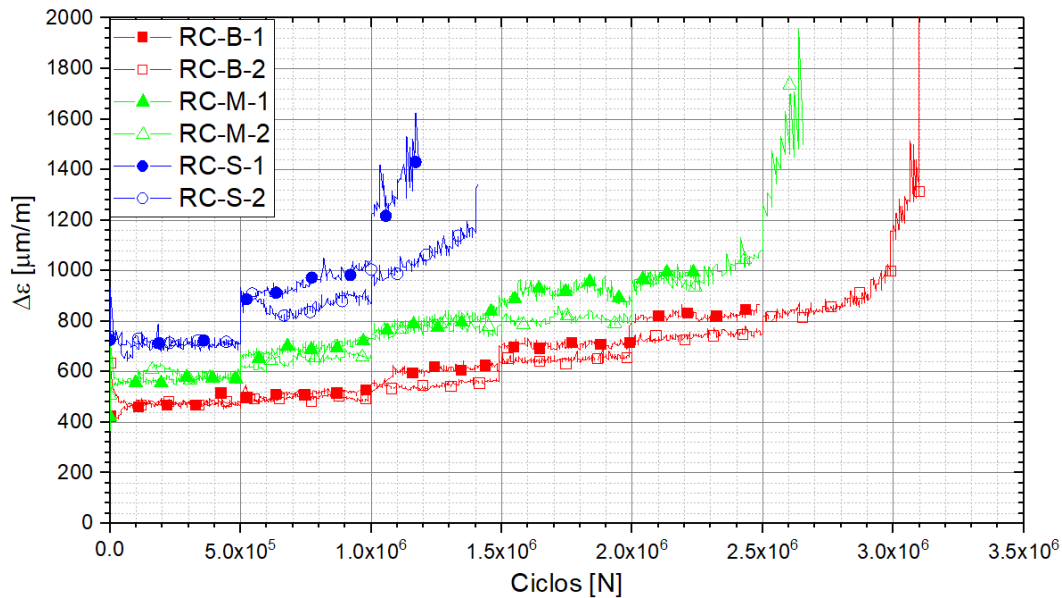


Figura 5-7: Comparativa del rango de deformación en los ensayos Locati de $5 \cdot 10^5$ ciclos por escalón a alta frecuencia.

Al igual que en el apartado anterior, se observa que existen diferencias fácilmente apreciables entre los tres tipos de hormigón, siendo el RC-S el material que menos escalones resiste, el RC-B el que más, encontrándose, en todo momento, el RC-M entre ellos dos. Pero, en contraposición de lo detectado en la evolución del valor medio de deformación, el rango de deformación se encuentra dentro de los valores habituales, lo que refuerza la hipótesis de que los altos valores registrados en el valor medio son consecuencia de un incremento de la temperatura de la probeta.

Se constata que, al igual que el caso del valor medio, en el caso del rango de deformación existen dos zonas en función de la velocidad a la que evoluciona. La primera zona, en la que el rango tensional se mantiene prácticamente constante durante ese escalón, termina en el escalón S_{LF} . Y una vez superado este escalón, el rango de deformación crece rápidamente con los ciclos de carga.

5.1.2.2 Comparativa entre ensayos con $5 \cdot 10^5$ y $2 \cdot 10^5$ ciclos por escalón

Para comparar la influencia que tiene sobre los resultados de los ensayos Locati el número de ciclos por escalón, se propusieron nuevos ensayos Locati, con los mismos niveles de carga, pero disminuyendo el número de ciclos por bloque a $2 \cdot 10^5$.

Para comparar los resultados de deformación obtenidos durante las dos variantes de ensayo, se analizó la evolución de la deformación en función del escalón en vez de analizarlo en función del número de ciclos. Esta comparativa fue posible tras dividir el número de ciclos realizados entre el número de ciclos por escalón. En la Figura 5-8, se muestra un ejemplo del resultado de comparar la deformación en función del número de ciclos, parte superior, y la comparativa de la deformación en función del escalón, parte inferior.

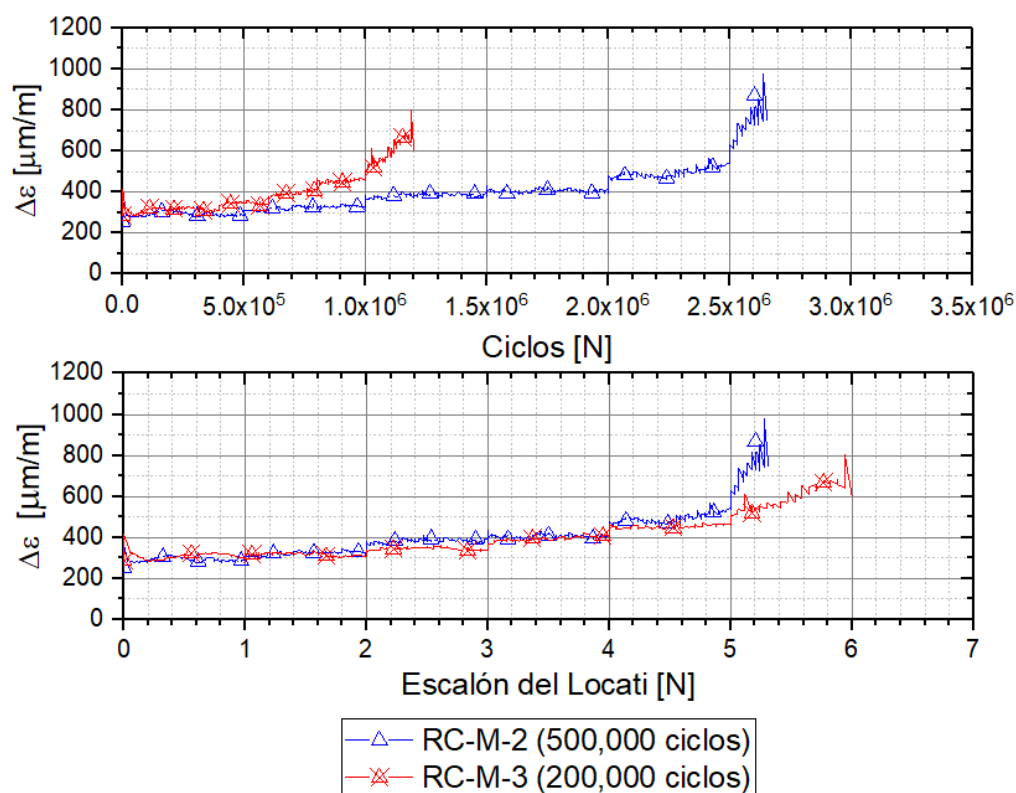


Figura 5-8: Proceso de comparación entre los ensayos Locati a alta frecuencia con $5 \cdot 10^5$ y $2 \cdot 10^5$ ciclos por escalón.

En la Tabla 5-7 se recopilan los resultados obtenidos de los ensayos Locati de fatiga a alta frecuencia con $2 \cdot 10^5$ ciclos por escalón.

Tabla 5-7: Resultados de los ensayos Locati a $2 \cdot 10^5$ ciclos en alta frecuencia.

Muestra	Rango tensional máximo [MPa]	Límite a fatiga	
		Método 1 [MPa]	Método 2 [MPa]
RC-B-3	32.1	25.7	26.7
RC-S-3	31.5	25.2	28.0
RC-M-3	31.1	24.9	28.3

De manera similar a lo realizado en el apartado anterior, se comparó la evolución tanto del valor medio como del rango de deformación en función del escalón.

5.1.2.2.1 Análisis de la evolución de la deformación media

En la Figura 5-9, se comparan los resultados de deformación media en función del escalón de los ensayos Locati con $5 \cdot 10^5$ y $2 \cdot 10^5$ ciclos por bloque, respectivamente.

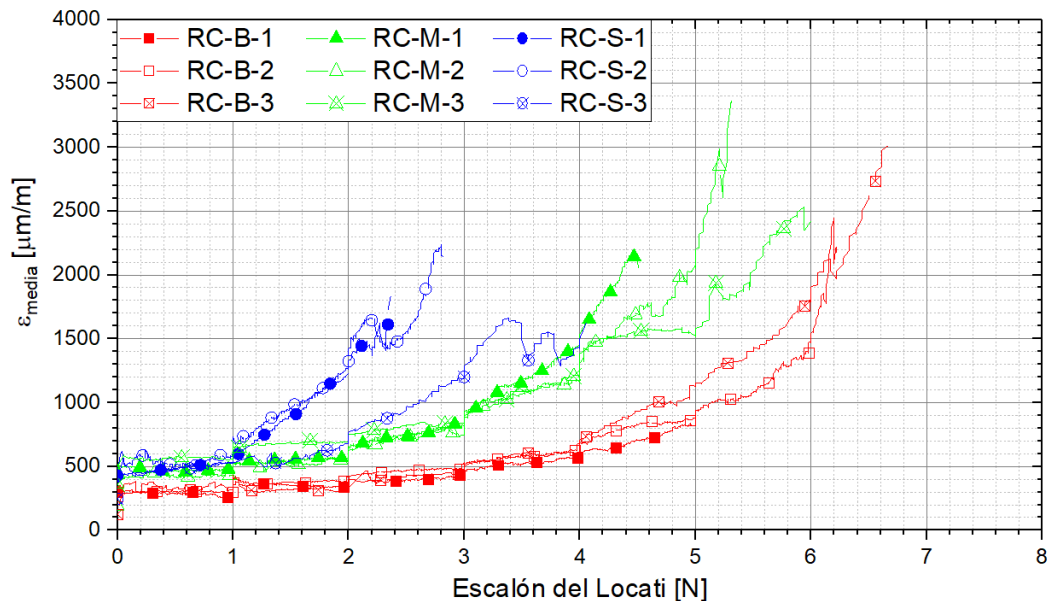


Figura 5-9: Comparativa de la deformación media en los ensayos Locati a alta frecuencia de $5 \cdot 10^5$ (1 y 2) y $2 \cdot 10^5$ (3) ciclos por escalón.

De los resultados de deformación media obtenidos, se puede deducir que no existen diferencias apreciables entre realizar $5 \cdot 10^5$ ó $2 \cdot 10^5$ ciclos por escalón, identificándose los mismos patrones descritos en el apartado 5.1.2.1.1.

5.1.2.2.2 Análisis de la evolución del rango de deformación durante el ensayo

En la Figura 5-10, se comparan los resultados del rango de deformación en función del escalón de los ensayos Locati con $5 \cdot 10^5$ y $2 \cdot 10^5$ ciclos por bloque, respectivamente.

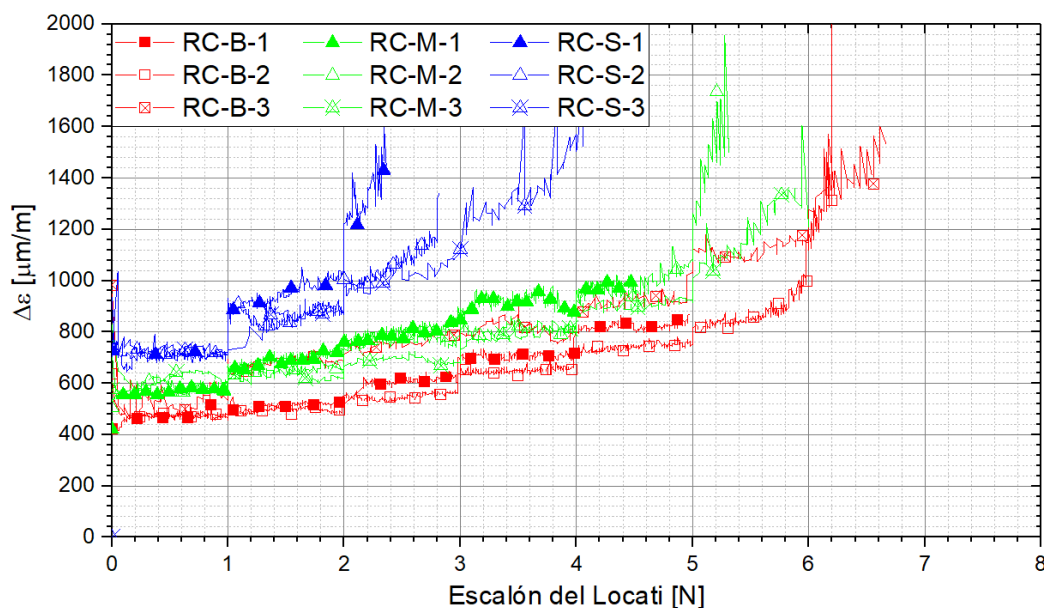


Figura 5-10: Comparativa del rango de deformación en los ensayos Locati a alta frecuencia de $5 \cdot 10^5$ (1 y 2) y $2 \cdot 10^5$ (3) ciclos por escalón.

De los resultados de rango de deformación obtenidos, al igual que en el caso de la deformación media, se puede deducir que no existen diferencias apreciables entre realizar $5 \cdot 10^5$ ó $2 \cdot 10^5$ ciclos por escalón, identificándose los mismos patrones descritos en el apartado 5.1.2.1.2.

5.1.3 Comparativa entre ensayos Staircase y Locati

Para validar los resultados obtenidos mediante el ensayo Locati, se compararon con los proporcionados por el método Staircase, utilizando los dos criterios de análisis seleccionados y los dos números de ciclos por escalón. En la Figura 5-11, se compara el rango tensional definido como límite a fatiga, por su parte, en la Figura 5-12, se compara el cociente entre el límite a fatiga y la resistencia a compresión.

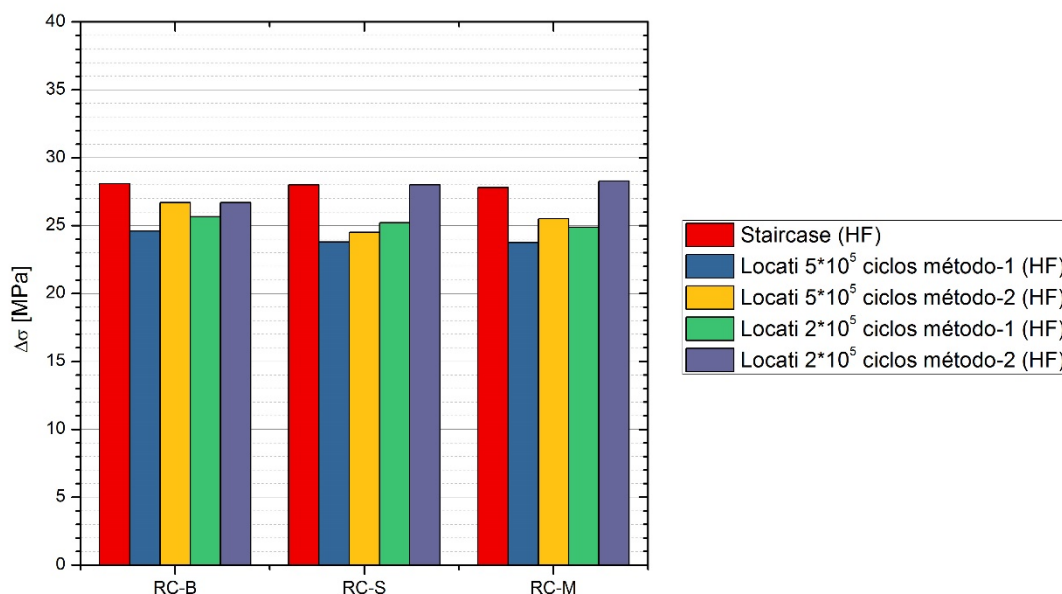


Figura 5-11: Comparativa entre los límites a fatiga a alta frecuencia determinados según los distintos métodos propuestos.

Al analizar la Figura 5-11, primeramente, se puede apreciar que los tres hormigones tienen límites a fatiga similares, lo cual puede resultar sorprendente dado que le RC-S tiene una resistencia a compresión superior. Además, se puede observar una buena correlación entre los resultados obtenidos mediante el método Staircase y los de las cuatro variantes Locati, apreciándose, en el peor de los casos, 4 MPa de diferencia, valor que se encuentra en el orden de magnitud del incremento aplicado en cada escalón. También se comprueba que, en la práctica totalidad de los criterios seleccionados para analizar los resultados del método Locati, los valores arrojados son más conservadores que los que proporciona el método Staircase. De igual manera, se aprecia que, en todos los casos, el criterio de análisis 1 es siempre más conservador que el criterio 2. Esto refuerza la propuesta de definir la frecuencia de resonancia como indicador de que el daño acumulado por la probeta se acerca a unos valores críticos.

Dado que, en los tres hormigones, los resultados de los ensayos Locati con $2 \cdot 10^5$ ciclos por escalón están más cerca de los del Staircase que los de $5 \cdot 10^5$, se optó por realizar los ensayos a baja frecuencia con dichos $2 \cdot 10^5$ ciclos por bloque.

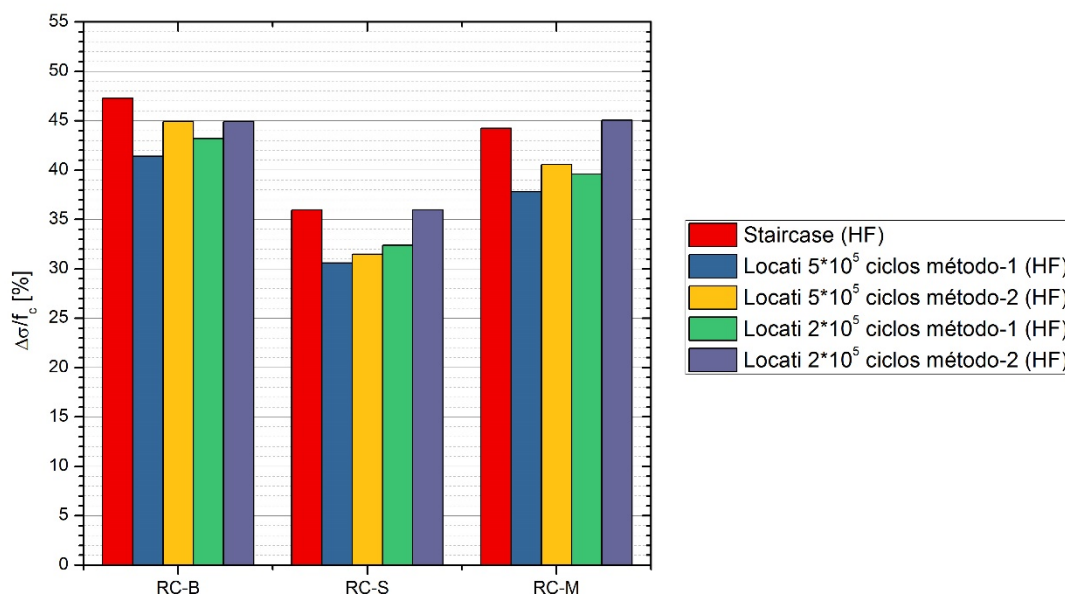


Figura 5-12: Comparativa entre las relaciones entre límites a fatiga a alta frecuencia y resistencia a compresión determinados según los distintos métodos propuestos.

En la Figura 5-12, se aprecia que el rango de tensión que corresponde al límite a fatiga tanto en el RC-B, está en torno al 45% de la resistencia a compresión, mientras que, en el caso del RC-S se sitúa próximo al 35%, manteniéndose el RC-M en un valor intermedio ligeramente inferior al RC-B. De estos resultados se puede concluir la peor respuesta frente a cargas variables de los hormigones con árido reciclado proveniente de hormigón triturado, hecho que ya habían destacado otros autores [188,189].

5.2 Ensayos a baja frecuencia

Para analizar la influencia de la frecuencia en la resistencia frente a cargas cíclicas de los hormigones estudiados, se repitieron los ensayos Locati con $2 \cdot 10^5$ ciclos por escalón, pero esta vez a baja frecuencia, concretamente la misma se fijó en 10 Hz. Para estos ensayos se utilizaron dos probetas por dosificación, registrándose tanto la deformación longitudinal como su temperatura. Para la medida de la deformación, se colocaron dos bandas extensométricas diametralmente opuestas, mientras que, la temperatura se determinó mediante el uso de una cámara termográfica.

Estos ensayos a baja frecuencia, se realizaron en una máquina servohidráulica de 1000 kN de capacidad. En la Figura 5-13, se muestra un ejemplo del montaje del ensayo.

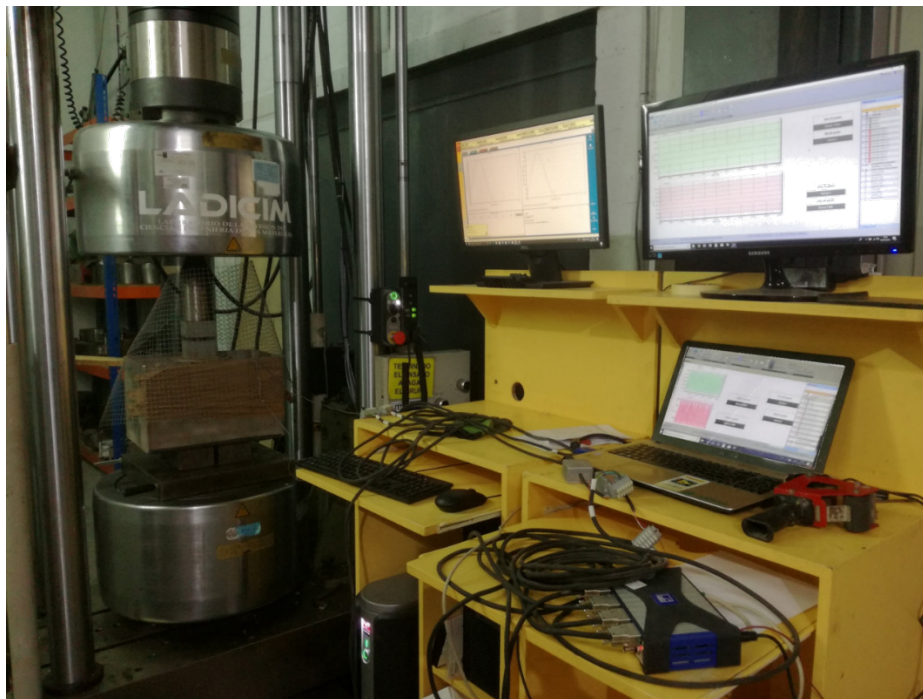


Figura 5-13: Disposición del ensayo Locati de fatiga a baja frecuencia.

5.2.1 Ensayos Locati a baja frecuencia

El procedimiento seguido en estos ensayos Locati con $2 \cdot 10^5$ ciclos por escalón a 10 Hz es idéntico al de los ensayos a alta frecuencia, aunque, como resulta evidente, para el estudio de los resultados únicamente se puede aplicar el primero de los criterios de análisis planteados, ya que en este caso la frecuencia es constante.

En la Figura 5-14, se presenta un ejemplo de la evolución tanto de la temperatura como de la deformación registradas en función del número de ciclos. Al comparar estos resultados con los obtenidos a alta frecuencia, se constata, en primer lugar, que la temperatura que se alcanza durante el ensayo, en el caso de la baja frecuencia es mucho menor que en alta frecuencia. De igual manera, los valores de deformación media a baja frecuencia son mucho menores que en el caso de la alta frecuencia. En el siguiente apartado se hará una comparativa en profundidad tanto de la deformación media como de la amplitud de la deformación.

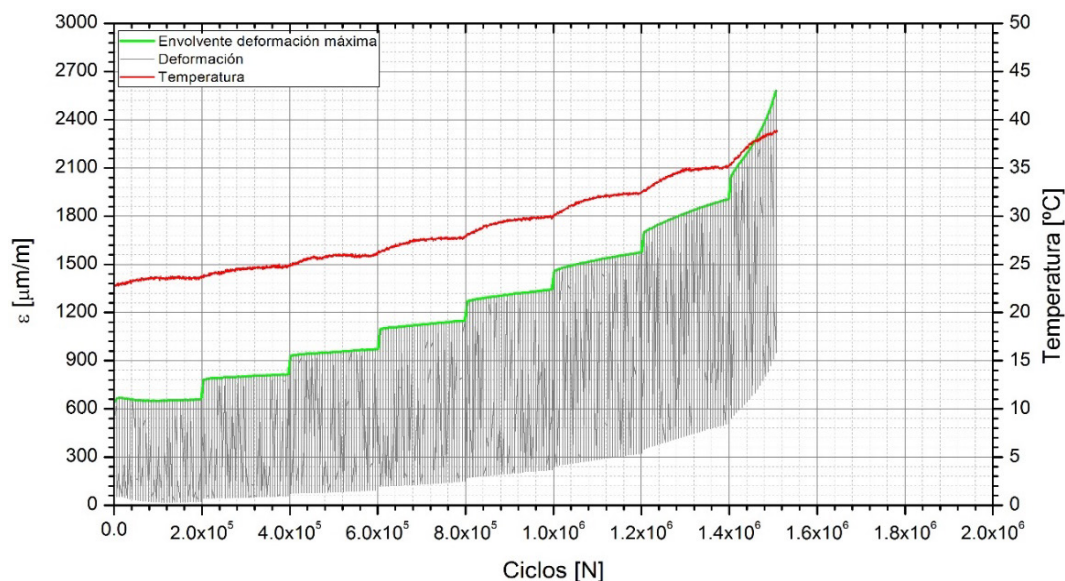


Figura 5-14: Ejemplo de un ensayo Locati a baja frecuencia con $2 \cdot 10^5$ ciclos por escalón.

En la Tabla 5-8, se resumen los resultados de los valores del rango tensional límite a fatiga determinado a partir de los ensayos Locati con $2 \cdot 10^5$ ciclos por escalón a una frecuencia de 10 Hz.

Tabla 5-8: Resultados de los ensayos Locati a $2 \cdot 10^5$ ciclos en baja frecuencia.

Muestra	Escalón de rotura	$\Delta\sigma_{\max}$ [MPa]	Límite a fatiga [MPa]
RC-B-4	9	37.4	30.0
RC-B-5	10	40.1	32.1
RC-S-4	8	45.5	36.4
RC-S-5	8	45.5	36.4
RC-M-4	9	39.6	31.7
RC-M-5	9	39.6	31.7

El análisis de la influencia de la frecuencia en el rango tensional límite frente a cargas variables se dividió en dos fases: una primera, en la que se contrasta la evolución de la deformación y una segunda en la que se comparan directamente dichos valores límites.

En la Figura 5-15, se puede ver un ejemplo de los resultados registrados mediante la cámara termográfica. Al comparar los mismos con los obtenidos a alta frecuencia, se confirma que, al igual que en la alta frecuencia, la zona donde se incrementan las temperaturas se sitúa en la parte superior de la probeta, pero no al borde de la misma. En este caso, las temperaturas alcanzan valores muy inferiores al caso de la alta frecuencia, debido a que, a 10 Hz el calor generado por el rozamiento interno de la probeta tiene tiempo suficiente para disiparse, lo que no pasaba trabajando a 90 Hz.

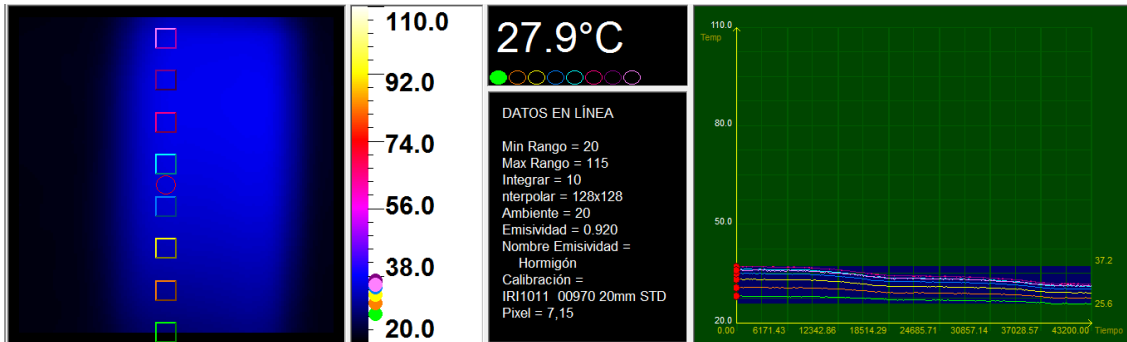


Figura 5-15: Distribución (izquierda) y evolución (derecha) de la temperatura en la parte final de un ensayo de fatiga a baja frecuencia.

5.3 Comparativa entre ensayos a alta y a baja frecuencia

La comparativa de la deformación en función del número de ciclos se llevó a cabo comprobando los resultados de dos parámetros diferentes: el valor medio de la deformación y el rango de dicha deformación.

5.3.1 Análisis de la evolución del valor medio de la deformación

En las Figura 5-16 a Figura 5-18 están representados los valores de deformación media de cada una de las dosificaciones en función del número de ciclos.

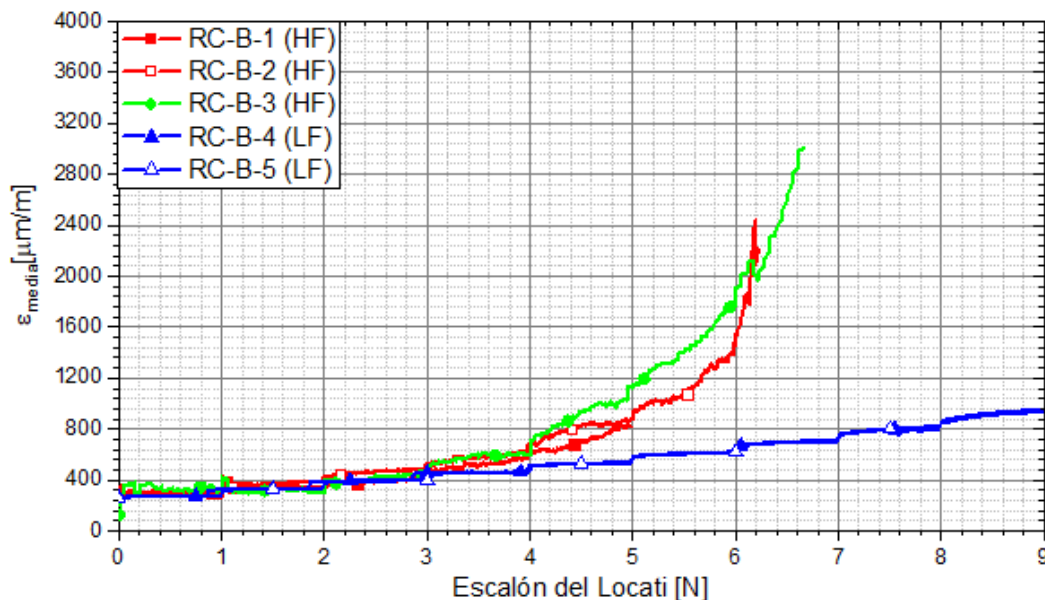


Figura 5-16: Comparativa de la deformación media en el RC-B entre los ensayos Locati a alta frecuencia con $5 \cdot 10^5$ (1 y 2) y $2 \cdot 10^5$ (3) ciclos por escalón (HF) y los ensayos Locati a baja frecuencia con $2 \cdot 10^5$ (4 y 5) ciclos por escalón (LF).

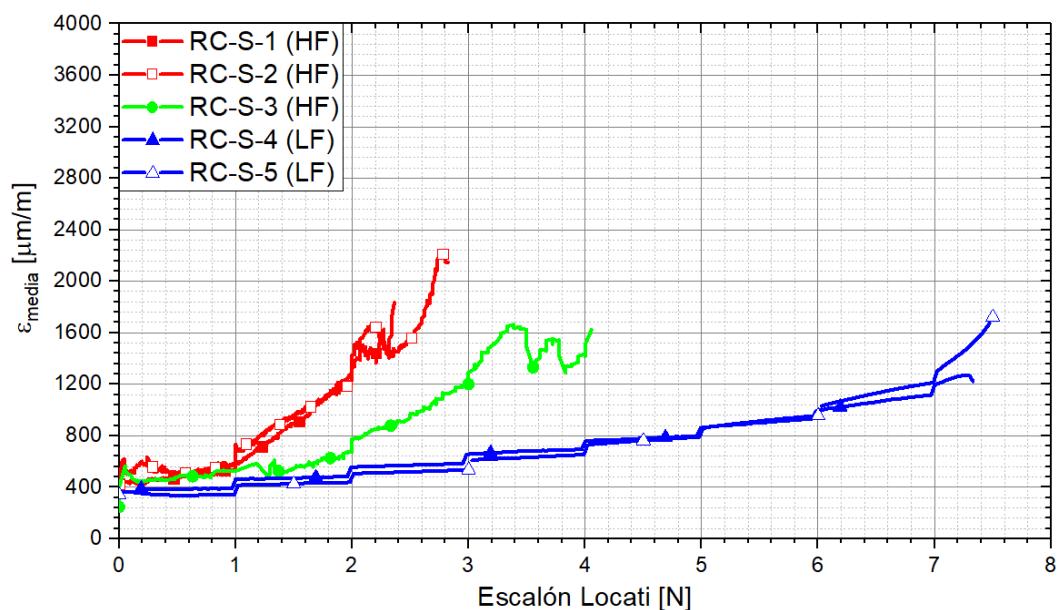


Figura 5-17: Comparativa de la deformación media en el RC-S entre los ensayos Locati a alta frecuencia con $5 \cdot 10^5$ (1 y 2) y $2 \cdot 10^5$ (3) ciclos por escalón (HF) y los ensayos Locati a baja frecuencia con $2 \cdot 10^5$ (4 y 5) ciclos por escalón (LF).

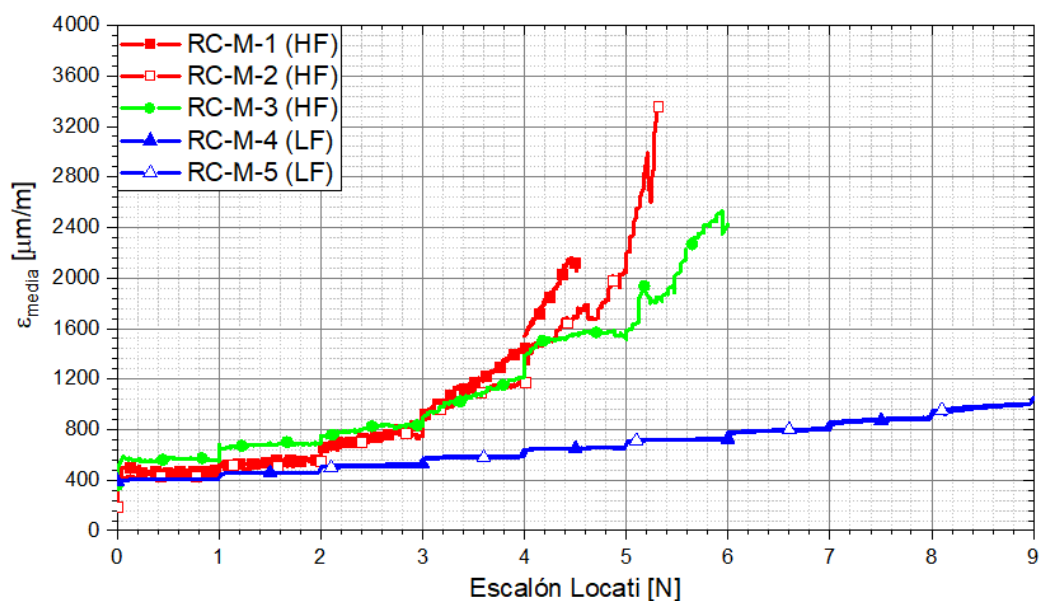


Figura 5-18: Comparativa de la deformación media en el RC-M entre los ensayos Locati a alta frecuencia con $5 \cdot 10^5$ (1 y 2) y $2 \cdot 10^5$ (3) ciclos por escalón (HF) y los ensayos Locati a baja frecuencia con $2 \cdot 10^5$ (4 y 5) ciclos por escalón (LF).

Se observa una gran diferencia entre los resultados obtenidos a alta y a baja frecuencia. Primeramente, se puede ver que las probetas ensayadas a baja frecuencia resisten un número significativamente mayor de ciclos. También es posible apreciar, especialmente en el RC-B y en el RC-M un incremento significativo en el valor medio de deformación en rotura.

Se comprueba que hasta el escalón previo al definido como S_{LF} para alta frecuencia, los valores de deformación media a alta y a baja frecuencia son similares. A partir de este momento, los originados a alta frecuencia crecen mucho más rápido hasta que se produce el fallo varios escalones antes que en el caso de la baja frecuencia.

5.3.2 Análisis de la evolución del rango de deformación durante el ensayo

En las Figura 5-19 a Figura 5-21 están representados los valores del rango de deformación de cada una de las dosificaciones en función del número de ciclos.

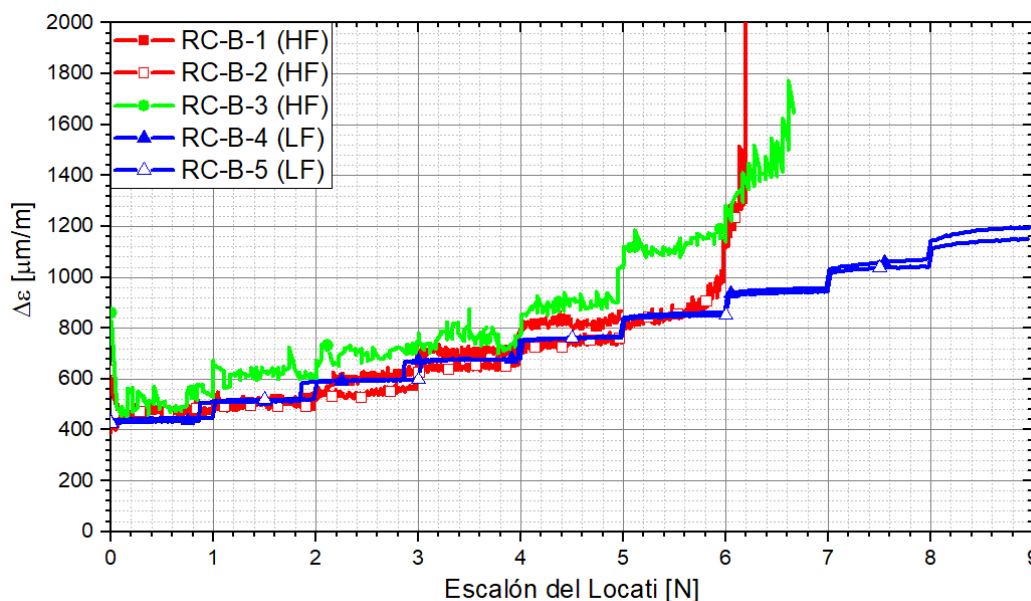


Figura 5-19: Comparativa del rango de deformación en el RC-B entre los ensayos Locati a alta frecuencia con $5 \cdot 10^5$ (1 y 2) y $2 \cdot 10^5$ (3) ciclos por escalón (HF) y los ensayos Locati a baja frecuencia con $2 \cdot 10^5$ (4 y 5) ciclos por escalón (LF).

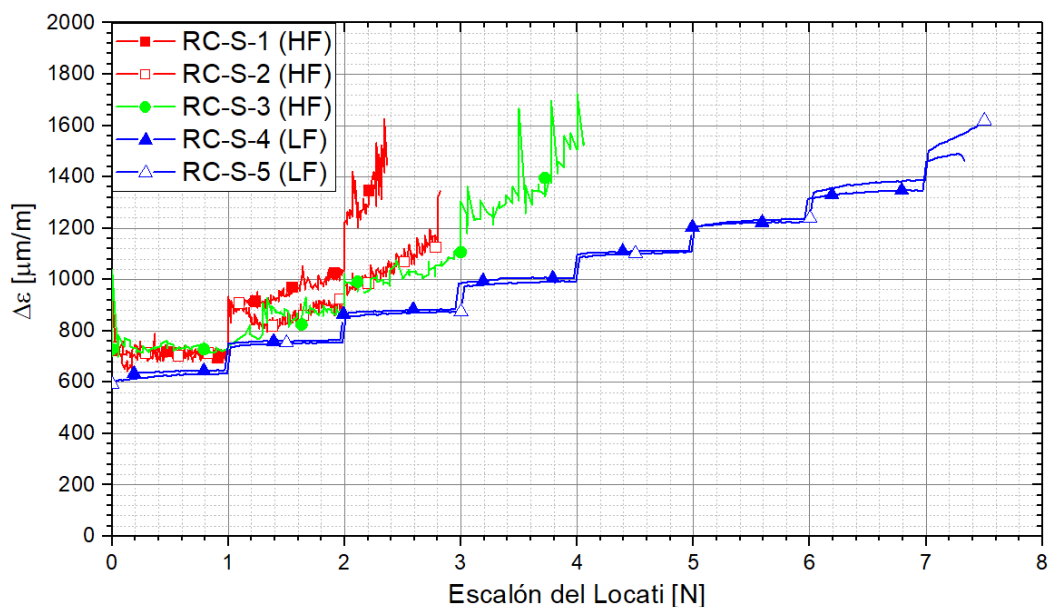


Figura 5-20: Comparativa del rango de deformación en el RC-S entre los ensayos Locati a alta frecuencia con $5 \cdot 10^5$ (1 y 2) y $2 \cdot 10^5$ (3) ciclos por escalón (HF) y los ensayos Locati a baja frecuencia con $2 \cdot 10^5$ (4 y 5) ciclos por escalón (LF).

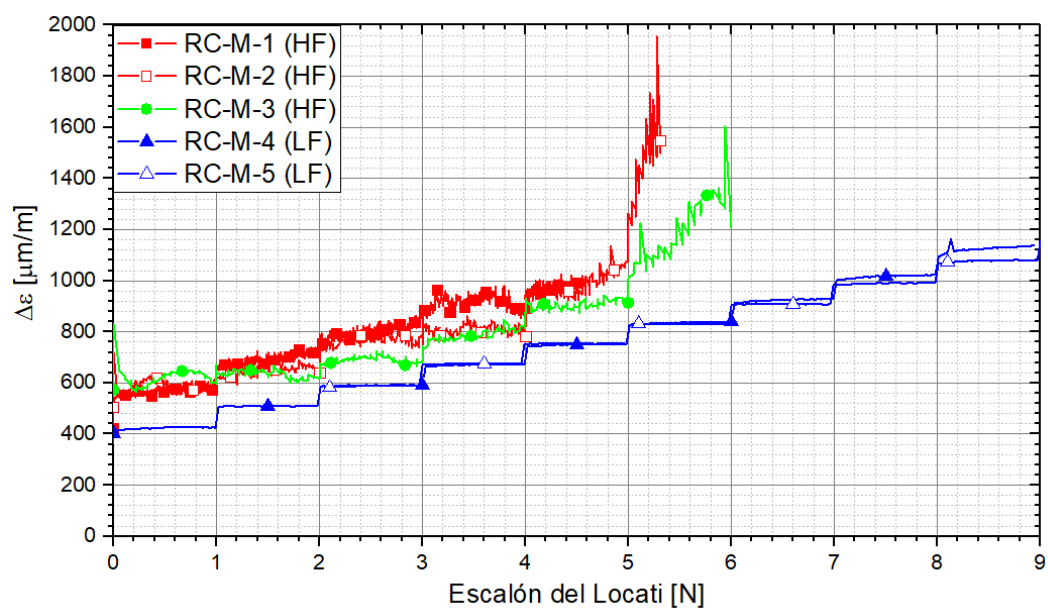


Figura 5-21: Comparativa del rango de deformación en el RC-M entre los ensayos Locati a alta frecuencia con $5 \cdot 10^5$ (1 y 2) y $2 \cdot 10^5$ (3) ciclos por escalón (HF) y los ensayos Locati a baja frecuencia con $2 \cdot 10^5$ (4 y 5) ciclos por escalón (LF).

De igual manera que en el caso de la deformación media, para el rango de deformación también se aprecia una gran diferencia entre los resultados a alta y a baja frecuencia.

Como ya se detectó durante el análisis de los resultados a alta frecuencia, al terminar el escalón S_{LF} existe un cambio de tendencia en la velocidad de crecimiento del rango de deformaciones y es, en dicho momento, cuando se separan los valores a alta y a baja frecuencia.

5.4 Comparativa entre el límite a fatiga en función del tipo de caracterización en fatiga

En la Figura 5-22, se presenta una comparativa entre los valores de rango tensional correspondiente al límite a fatiga y en la Figura 5-23 la misma cuando se considera como parámetro el cociente de los valores de rango tensional correspondiente al límite a fatiga entre la resistencia a compresión.

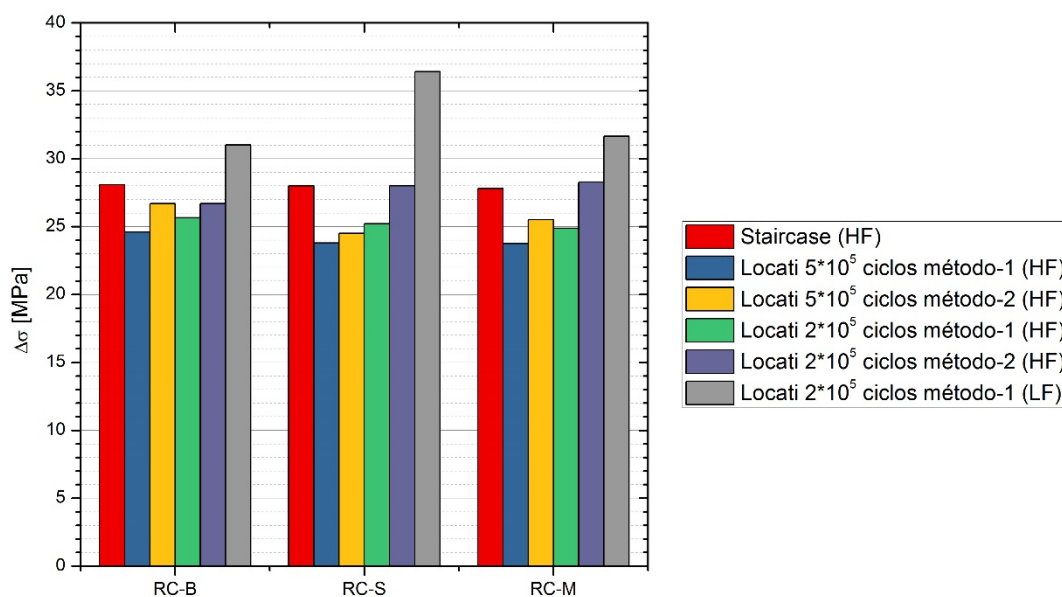


Figura 5-22: Comparativa del límite a fatiga determinado mediante los ensayos Staircase, Locati a alta frecuencia con $5 \cdot 10^5$ y $2 \cdot 10^5$ ciclos por escalón y los ensayos Locati a baja frecuencia con $2 \cdot 10^5$ ciclos por escalón.

En la Figura 5-22, se puede ver que, en todos los casos, los resultados de los ensayos a alta frecuencia resultan más conservadores que los de los realizados a baja frecuencia. Los valores inferiores obtenidos tras la caracterización a 90 Hz, pueden ser debidos a la aparición de un proceso de fluencia que se suma al propio de fatiga, lo que se traduce en significativos aumentos de las deformaciones registradas. Se postula que, el incremento de temperatura observado en los ensayos a alta frecuencia, genera un daño por fluencia mayor que el que se produce por un aumento en la duración del ensayo a consecuencia de realizarlo a una menor frecuencia. Para validar esta hipótesis, se programaron ensayos de fluencia a tres temperaturas distintas; 20, 65 y 100 °C, tal como se describe en el siguiente apartado.

En la Figura 5-23, se puede ver la comparativa entre los resultados del rango tensional correspondiente al límite a fatiga determinados mediante los distintos tipos de ensayos realizados. Se puede apreciar que, el hormigón sobre el que tiene una mayor influencia realizar los ensayos a alta y a baja frecuencia es el RC-S. Esto se explica debido a que, como es bien sabido, los hormigones fabricados con áridos reciclados provenientes de hormigón muestran mayores valores de fluencia que los fabricados con áridos naturales [201,202]. Esto hace que los incrementos de temperatura afecten, en mayor grado, al RC-S que al RC-B o al RC-M. Para validar esta teoría, en el siguiente apartado se presentan los resultados obtenidos de una batería de ensayos de fluencia. De igual manera, es posible concluir que, tal y como era de esperar, los hormigones con árido reciclado proveniente de traviesas de hormigón trituradas, presentan valores inferiores de la relación entre límite a fatiga y la resistencia a compresión.

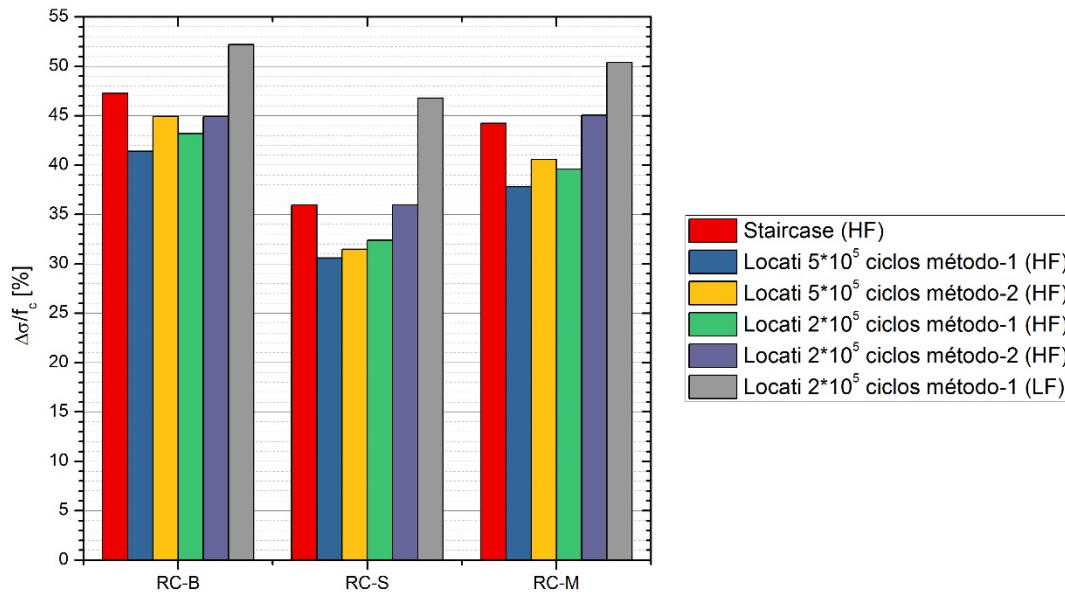


Figura 5-23: Comparativa de la relación entre el límite a fatiga y la resistencia a compresión determinados mediante los ensayos Staircase, Locati a alta frecuencia con $5 \cdot 10^5$ y $2 \cdot 10^5$ ciclos por escalón y los ensayos Locati a baja frecuencia con $2 \cdot 10^5$ ciclos por escalón.

5.5 Ensayos de fluencia

Para comprobar la influencia que tiene la fluencia en los ensayos de fatiga a compresión, se realizaron ensayos de fluencia a distintas temperaturas. Para poder comparar los resultados de fatiga con los de fluencia, se decidió programar estos últimos lo más parecidos posible al ensayo Locati, utilizando escalones de carga crecientes correspondientes con los valores medios de los ensayos de fatiga y con una duración idéntica al tiempo fijado para los mismos. Entre escalones sucesivos, se realizó una descarga de 5 minutos para comprobar qué parte de la deformación se recupera de manera instantánea.

Como se ha comentado anteriormente, se realizaron ensayos de fluencia a tres temperaturas distintas: 20, 65 y 100 °C. Las temperaturas se han seleccionado de la siguiente manera: 20 °C se corresponde con la temperatura ambiente; 65 °C se identifica con los valores habituales de temperatura máxima registrada durante los ensayos Staircase a alta frecuencia de las probetas que superan los ensayos y, por último, 100 °C coincide con la temperatura máxima medida durante los ensayos Staircase que no superan el ensayo.

En la Figura 5-24, se muestra un esquema del procedimiento seguido para realizar los ensayos de fluencia a distintas temperaturas. Dicho proceso comienza por situar la probeta en el interior de la cámara climática, véase Figura 5-25, tras lo cual se aplica una carga de 1 kN sobre la misma a temperatura ambiente. Después se enciende la estufa con la temperatura fijada para el ensayo. Dicha carga se mantiene constante durante el tiempo correspondiente a un escalón completo con el objetivo de que la probeta adquiera la temperatura de manera uniforme. Una vez finalizado dicho acondicionamiento, se llevan a cero tanto las deformaciones como el tiempo de ensayo y se aplica el primer escalón de carga.

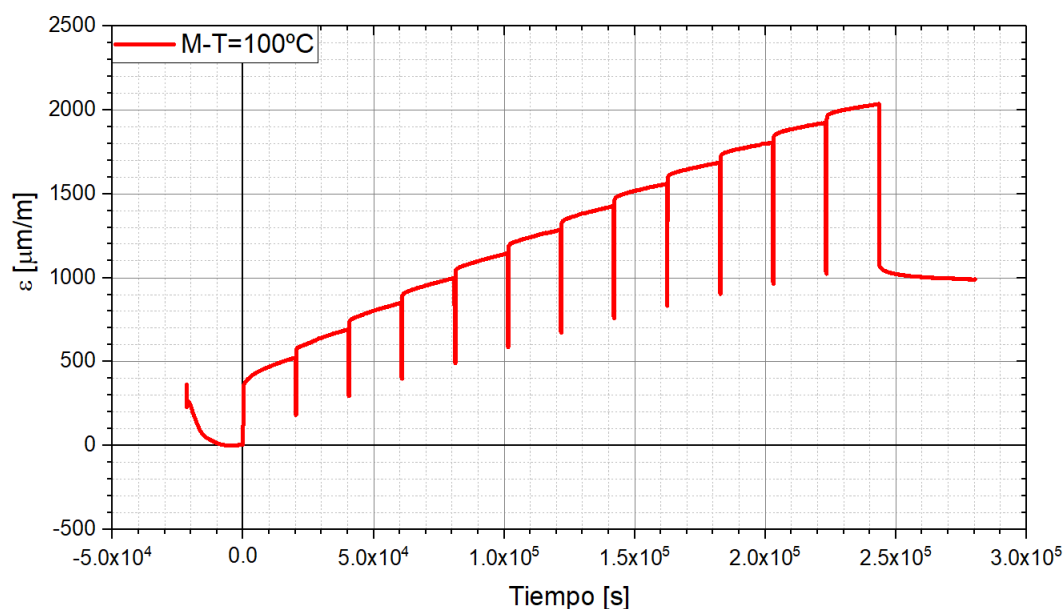


Figura 5-24: Procedimiento de ensayo seguido durante la caracterización a fluencia.



Figura 5-25: Ensayos de fluencia realizados en cámara de temperatura.

En las Figura 5-26 a Figura 5-28, se presentan la evolución de la deformación en función del tiempo de cada uno de los tres hormigones dosificados a las tres temperaturas ensayadas.

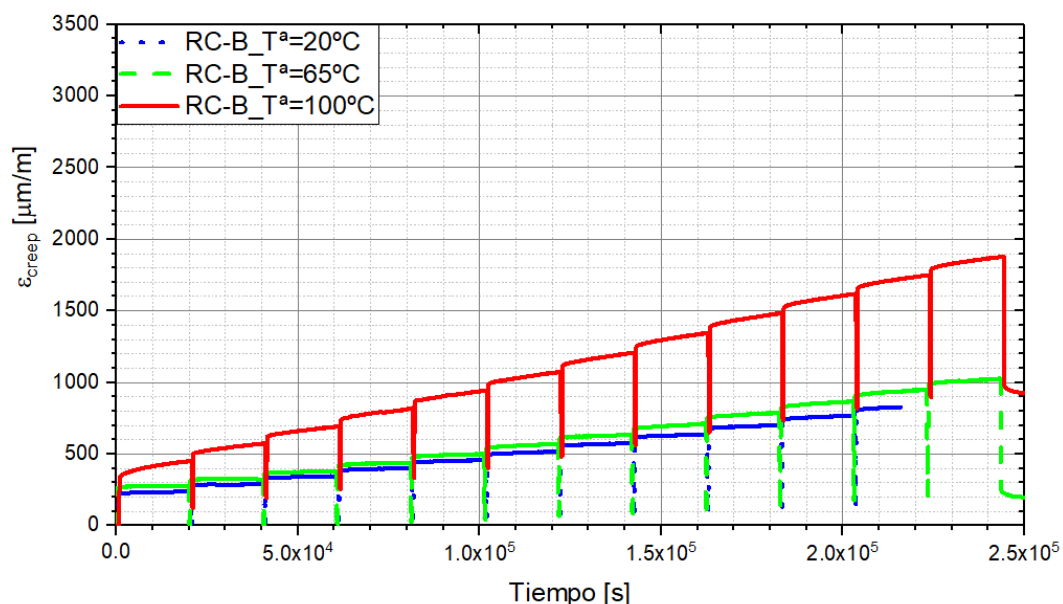


Figura 5-26: Resultados de los ensayos de fluencia a 20, 65 y 100 °C del RC-B.

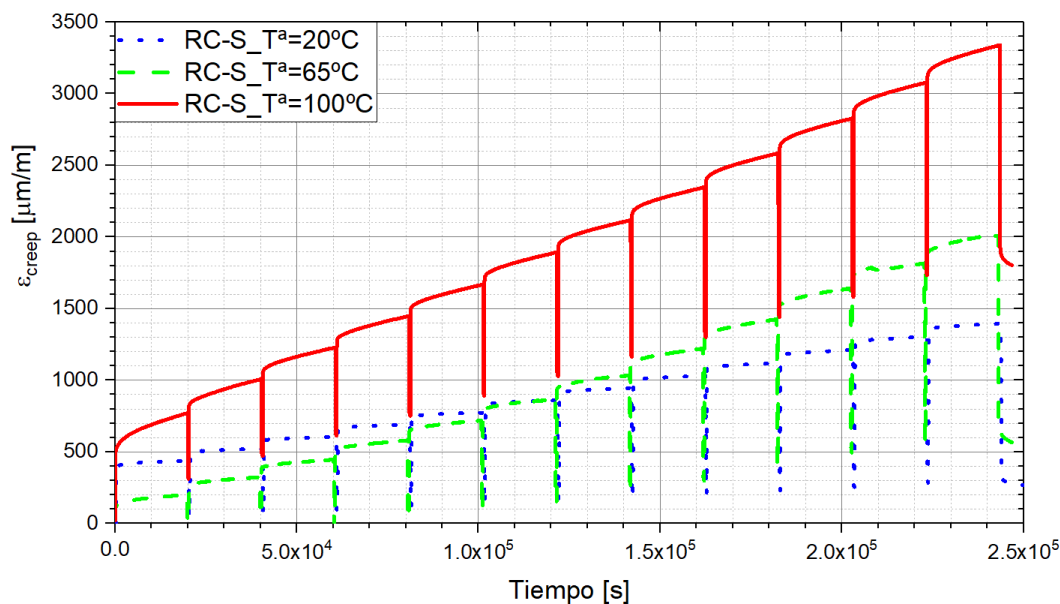


Figura 5-27: Resultados de los ensayos de fluencia a 20, 65 y 100 °C del RC-S.

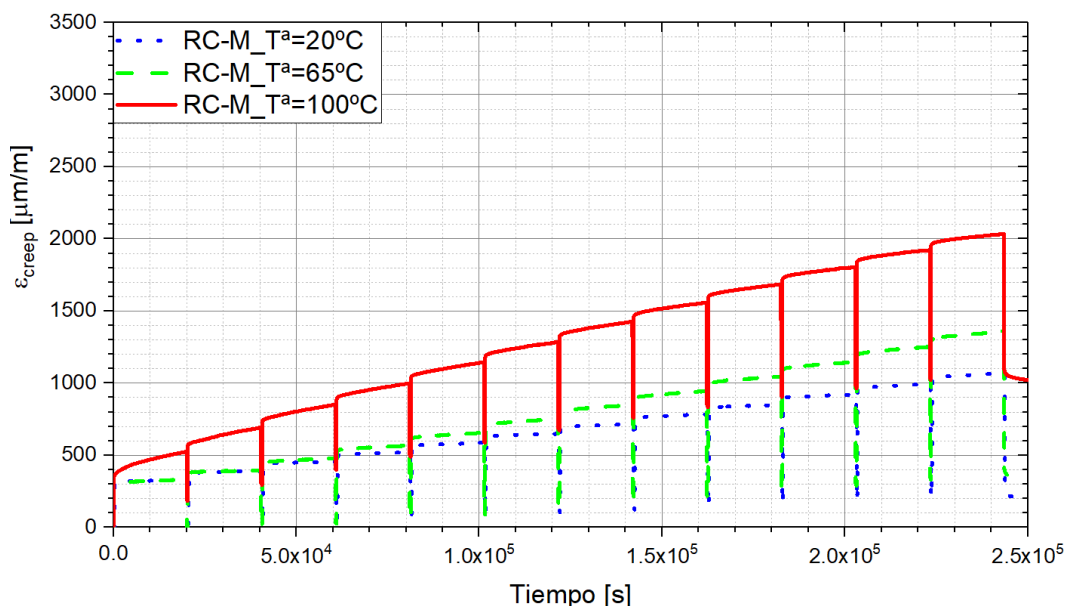


Figura 5-28: Resultados de los ensayos de fluencia a 20, 65 y 100 °C del RC-M.

De las Figura 5-26 a Figura 5-28 se puede concluir la gran influencia que tiene esta variación de temperatura en la fluencia del hormigón, quedando de manifiesto que el efecto es tanto mayor cuanto mayor sea la temperatura. También, se puede apreciar que este fenómeno se magnifica en el hormigón fabricado con áridos provenientes de hormigón triturado, véase Figura 5-29.

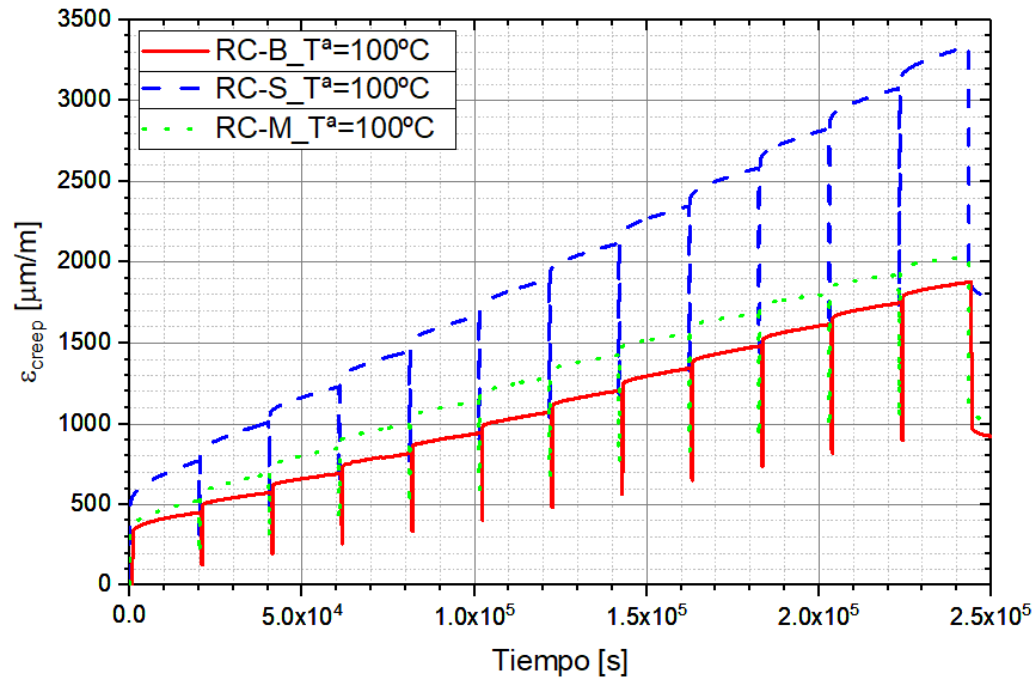


Figura 5-29: Comparativa entre las deformaciones por fluencia de los tres tipos de hormigón en los ensayos realizados a $100^{\circ}C$.

CAPÍTULO 6

Respuesta dinámica de un tramo de vía en placa

En los capítulos previos, se ha contrastado la hipótesis de valorización de los residuos retirados de la vía abalastada en su uso como áridos para la fabricación de vía en placa. Dicho estudio ha evaluado tanto las propiedades mecánicas como de durabilidad de los hormigones reciclados diseñados. En este capítulo, se analiza la influencia que tiene la sustitución del hormigón convencional por estos hormigones reciclados sobre otro parámetro fundamental en el comportamiento de la vía, como es su rigidez vertical.

La rigidez de la vía juega un papel decisivo en la optimización de los costes de servicio de la infraestructura ferroviaria. Así, una reducción de la misma supondrá una serie de ventajas como son: la disminución de la transmisibilidad, aminorar el daño en capas inferiores o laminar el efecto de los cambios de rigidez. Por otro

lado, un incremento en la rigidez también podrá resultar beneficioso, puesto que el vehículo que circula sobre la vía en placa sufrirá tanto menores desplazamientos como aceleraciones.

Para analizar esta influencia se desarrolló y calibró, por medio de ensayos de laboratorio a escala real, un modelo de elementos finitos de un tramo de vía en placa. Una vez validado, se realizó un estudio paramétrico para, mediante un algoritmo de aprendizaje automático (machine learning), clasificar, en función de su influencia, cada una de las propiedades de los materiales que afectan a los desplazamientos y a las aceleraciones tanto en cabeza de carril como sobre la losa de la vía en placa. Por último, se sustituyeron las propiedades del hormigón de la vía en placa por las propiedades de los tres hormigones dosificados fruto de la valorización de los residuos retirados de la vía abalastada. Estas propiedades son las expuestas en los capítulos anteriores, obtenidas a partir de los ensayos de laboratorio programados.

Para realizar este estudio se trabajó, de manera conjunta, con investigadores de la Universidad de Heriot Watt (Escocia), de la Univesidad de Huddersfield (Inglaterra) y de la Universidad Pontificia Católica de Paraná (Brasil). En la Universidad de Heriot Watt se realizaron los ensayos a escala real de un tramo de vía en placa, registrando desplazamientos y aceleraciones, tanto en la losa como en la cabeza de carril, originados por la aplicación de cargas dinámicas. La Universidad de Huddersfield, la Universidad Pontificia Católica de Paraná y la Universidad de Cantabria trabajaron conjuntamente en la calibración del modelo de elementos finitos, dado que cada una de estas universidades buscaba analizar la respuesta de la vía centrándose en un elemento distinto. La Universidad de Huddersfield desarrolló un modelo para estimar el comportamiento rueda-carril. La Universidad Pontificia Católica de Paraná, por su parte, centró su atención en el comportamiento del terreno bajo la vía en placa. Por último, en la Universidad de Cantabria, se trabajó en el análisis del comportamiento de la losa de hormigón y de la sujeción.

El proceso seguido para completar este análisis se dividió en seis etapas. El primer paso, consistió en la realización de los ensayos de laboratorio tendentes a caracterizar las propiedades de los materiales y que, posteriormente, servirán para alimentar el modelo de elementos finitos. En segundo lugar, se diseñó un modelo por elementos finitos para determinar la distribución de tensiones y la interacción entre los distintos componentes de vía. Tercero, se llevó a cabo un análisis de convergencia de la malla, buscando un equilibrio entre precisión y gasto computacional que permitiera obtener resultados representativos en un tiempo asumible. Una vez definidas las propiedades de los materiales, la geometría y la malla, se aconteció la cuarta etapa, consistente en la calibración del modelo mediante la comparación entre los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio y en las simulaciones. Tras comprobar la correcta respuesta del modelo, en el quinto paso, se realizó un análisis de sensibilidad en el cual se han interpretado las predicciones obtenidas mediante elementos finitos por medio de un algoritmo de machine learning para identificar y cuantificar las propiedades de los materiales que tienen una mayor influencia sobre la respuesta del modelo. Por último, en el sexto paso, tras haber identificado aquellas propiedades con mayor relevancia en la respuesta del modelo, se compararon los resultados obtenidos con el hormigón original de la vía en placa y con los tres hormigones diseñados.

6.1 Caracterización experimental

Se han llevado a cabo dos tipos de ensayo para la validación de un modelo de elementos finitos capaz de predecir la respuesta vertical de la vía. Por un lado, en la Universidad de Heriot Watt se realizaron ensayos a escala real de vía en placa, mientras que, en el LADICIM, de la Universidad de Cantabria, se caracterizó la sujeción utilizada en los ensayos realizados en Heriot Watt.

6.1.1 Ensayos a escala real de vía en placa

Los ensayos realizados en la universidad de Heriot Watt, se llevaron a cabo en el banco de ensayos GRAFT II sobre una sección de 2.2 m de longitud del sistema de vía en placa prefabricado Max Bögl, apoyada sobre cuatro capas que simulan las condiciones reales de vía. En la Figura 6-1, se puede ver un esquema completo del conjunto ensayado. En la Tabla 6-1, se detallan cada una de las capas presentes en el ensayo. En la Figura 6-2 y en la Figura 6-3 se puede ver fotografías del ensayo real donde se identifican los distintos elementos que componen el sistema.

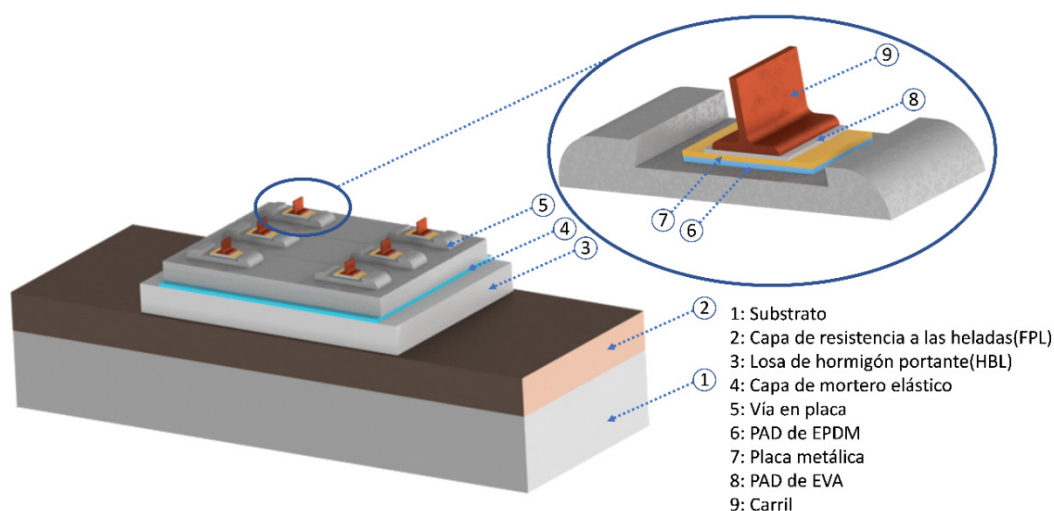


Figura 6-1: Esquema del ensayo realizado en la Universidad de Heriot Watt.

Tabla 6-1: Definición de la geometría de las capas presentes en el ensayo.

ID	Capa	Descripción	Anchura [mm]	Longitud [mm]	Espesor [mm]
1	Sustrato	5 capas de arena compactada	6000	2200	800
2	FPL	Capas de arena más compactadas que las del sustrato	6000	2200	400
3	HBL	Losa portante de hormigón	3000	2100	300
4	Mortero elástico	Mortero bituminoso para aumentar la elasticidad	2550	2100	40
5	Losa	Sistema de vía en placa Max Bögl	2550	1930	200
6	PAD de EPDM	Estos 3 elementos forman la sujeción Vossloh 300	--	--	---
7	Placa metálica		--	--	---
8	PAD de EVA		--	--	---
9	Carril	Carril metálico UIC 60	--	--	---

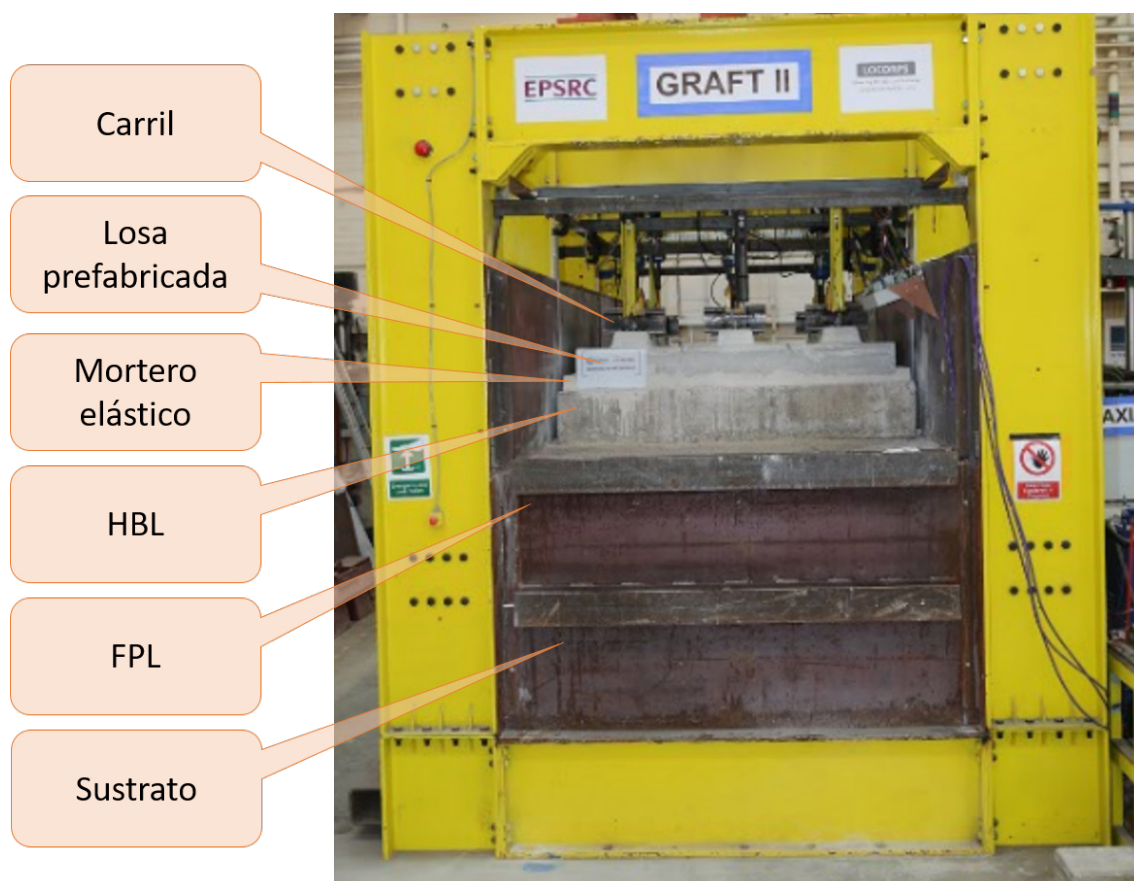


Figura 6-2: Ensayo a escala real del tramo de vía en placa.



Figura 6-3: Detalle de la parte superior del ensayo a escala real del tramo de vía en placa.

Sobre este montaje, se realizaron ensayos con diferentes frecuencias y cargas. En el primer escenario (ensayo S.C.-1) con una frecuencia de 5.6 Hz y en el segundo (ensayo S.C. -2) con una frecuencia de 2.5 Hz.

Las frecuencias de ensayo utilizadas corresponden a velocidades de circulación de 360 km/h y 160 km/h, respectivamente, de un tren con una distancia entre bogies típica de 18 m y con una separación entre sujecciones de 0.65 m. A través de estos parámetros y de las ecuaciones (6-1) y (6-2) es posible determinar la frecuencia del ensayo. Las cargas se aplicaron con un cierto desfase entre sí, véase Figura 6-4, para simular el avance de la rueda sobre la vía en placa; este desfase se puede determinar mediante la ecuación (6-3). En la Tabla 6-2, se ofrece un resumen que explica las frecuencias y desfases utilizados.

$$\text{Periodo}[s] = \frac{\text{Distancia entre buggies [m]}}{\text{velocidad [m/s]}} \quad (6-1)$$

$$\text{frecuencia [Hz]} = \frac{1}{\text{Periodo [s]}} \quad (6-2)$$

$$\text{Desfase}[^{\circ}] = \frac{\text{Distancia entre sujecciones [m]}}{\text{velocidad [m/s]}} \cdot \text{frecuencia[Hz]} \cdot 360 \quad (6-3)$$

Tabla 6-2: Determinación de la frecuencia utilizada durante el ensayo.

Velocidad	Velocidad	Distancia	Separación	Periodo	Frecuencia	Desfase
[km/h]	[m/s]	entre bogies [m]	entre sujecciones [m]	[s]	[s ⁻¹]	[°]
360	100	18	0.65	0.18	5.6	13.1
160	44.4	18	0.65	0.41	2.5	5.8

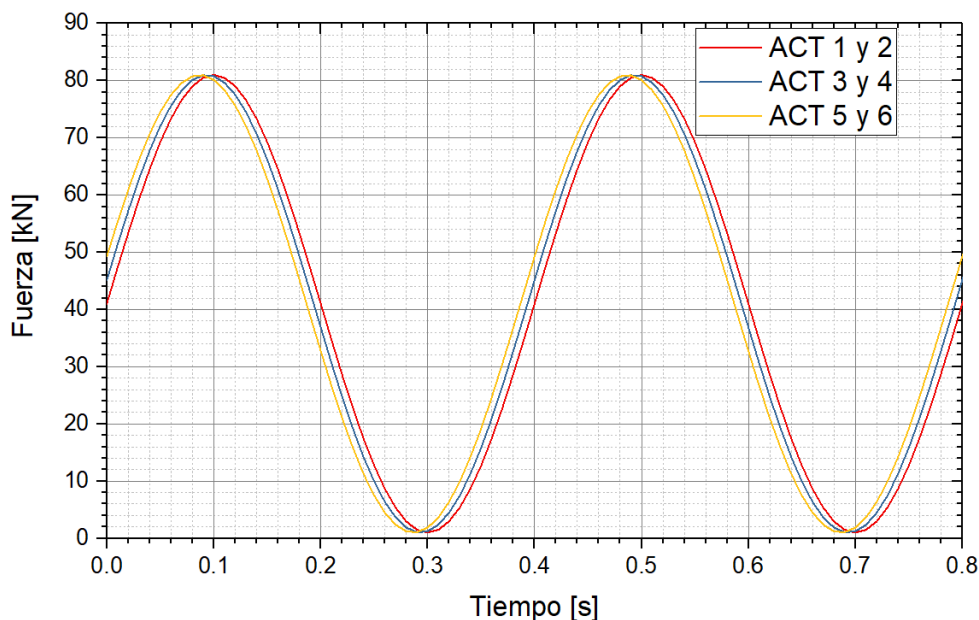


Figura 6-4: Esquema de aplicación de las cargas.

Cada uno de los casos de estudio se ha dividido, a su vez, en distintos steps. El ensayo S.C.-1 se ha dividido en 4 partes, tres escalones de 1000 ciclos con un valor medio de carga constante, pero con amplitudes de carga crecientes. La cuarta parte consiste en un ensayo de fatiga de $1.17 \cdot 10^6$ ciclos, manteniendo las cargas del último escalón de 1000 ciclos. Las cargas aplicadas en la fatiga son equivalentes al paso de un tren sobre la vía. El segundo caso de estudio está estructurado de la misma manera que el primero, con la salvedad de que se realizaron 5 steps en lugar de 4. En la Tabla 6-3, se puede ver un resumen de las cargas aplicadas durante cada ensayo. Los steps de 1000 ciclos se emplearon posteriormente para calibrar dinámicamente el modelo de elementos finitos.

Tabla 6-3: Definición de las cargas aplicadas en los ensayos.

Step	Número de ciclos [N]	Frecuencia [Hz]	Carga media [kN]	Amplitud de carga [kN]
SC-1-1	1000	5.6	42.20	9.20
SC-1-2	1000	5.6	42.20	17.90
SC-1-3	1000	5.6	42.20	23.43
1.17·10 ⁶ ciclos con las cargas del SC-1-3				
SC-2-1	1000	2.5	42.20	10.00
SC-2-2	1000	2.5	42.20	20.00
SC-2-3	1000	2.5	42.20	30.00
SC-2-4	1000	2.5	42.20	40.00
1.2·10 ⁶ ciclos con las cargas del SC-2-4				

Antes de comenzar los ensayos se colocaron una serie de sensores para analizar la respuesta del conjunto. Se registró la fuerza que aplica cada uno de los actuadores así como el desplazamiento vertical tanto de las cabezas de carril, como de los cuatro LVDTs fijados en los cuatro vértices de la losa. Complementariamente, se fijaron tres acelerómetros para evaluar las aceleraciones tanto en la losa como en el HBL. En la Figura 6-5, se puede ver un esquema de los sensores colocados en el ensayo.

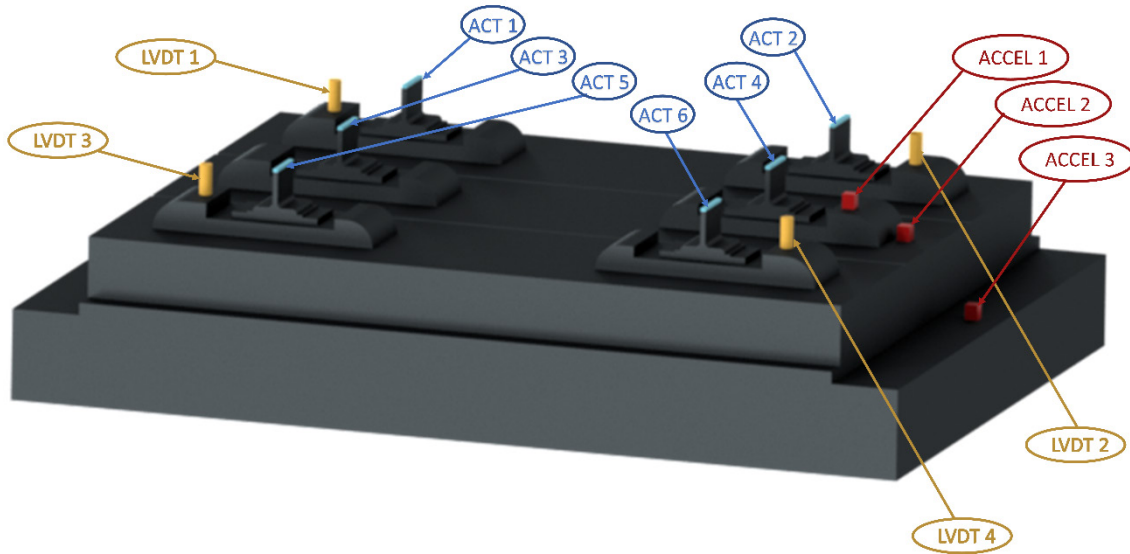


Figura 6-5: Ubicación de los sensores colocados en el ensayo.

Los datos registrados durante los ensayos dinámicos fueron ajustados mediante una regresión a una función senoidal, a una serie de Fourier de grado 1, utilizando el software comercial *Matlab*. Esta serie de Fourier [203,204] se corresponde con la ecuación (6-4), la cual puede ser transformada en la ecuación (6-8) empleando las expresiones (6-5) y (6-7) [205]. También, es posible determinar la velocidad y la aceleración derivando, sucesivamente, la expresión del desplazamiento, ver ecuaciones (6-8) a (6-10).

$$y(t) = a_0 + a_1 \cdot \cos(w \cdot t) + b_1 \cdot \sin(w \cdot t) \quad (6-4)$$

$$A = \sqrt{a_1^2 + b_1^2} \quad (6-5)$$

$$\varphi_0 = \frac{\pi}{2} - \arctan\left(\frac{b_1}{a_1}\right) \quad (6-6)$$

$$y_0 = a_0 \quad (6-7)$$

$$y(t) = y_0 + A \cdot \sin(w \cdot t + \varphi_0) \quad (6-8)$$

$$\dot{y}(t) = w \cdot A \cdot \cos(w \cdot t + \varphi_0) \quad (6-9)$$

$$\ddot{y}(t) = -w^2 \cdot A \cdot \sin(w \cdot t + \varphi_0) \quad (6-10)$$

En las formulas anteriores: $y(t)$ es la posición vertical en función del tiempo; a_0 , a_1 , b_1 son los parámetros de la regresión; w es la velocidad angular; t es el tiempo; A la amplitud; φ_0 la fase; y_0 el valor medio de la posición vertical.

En la Figura 6-6, se muestra un ejemplo del resultado de transformar los datos registrados durante el ensayo en una onda senoidal. En las Tabla 6-4a Tabla 6-7 se puede ver un resumen de los valores medios y las amplitudes de las regresiones de los datos adquiridos durante el ensayo. Los resultados de desplazamientos obtenidos a partir de los actuadores 5 y 6 se descartaron debido a que durante el ensayo se produjo la rotura de un tornillo que fijaba estos dos actuadores al pórtico superior.

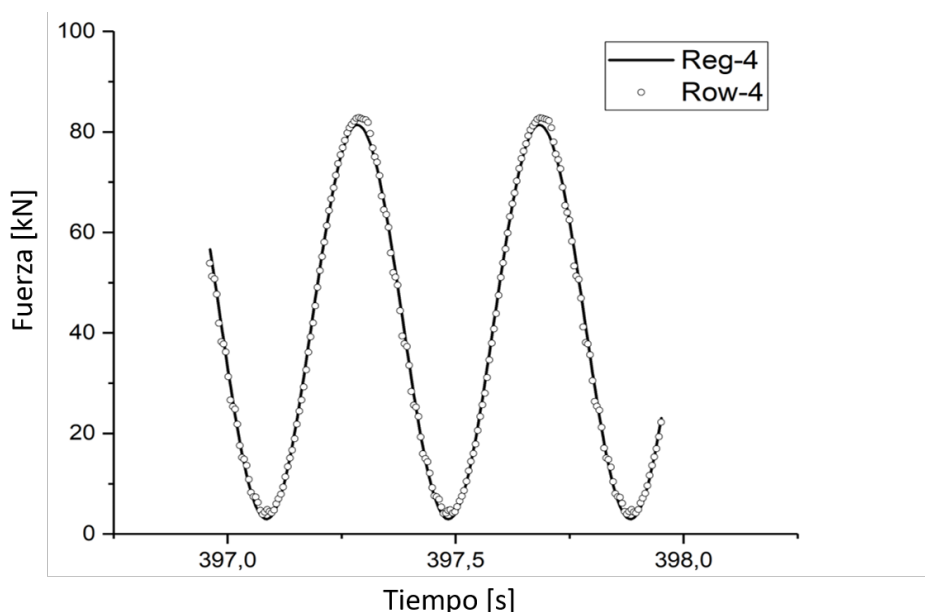


Figura 6-6: Ejemplo de regresión de los datos adquiridos a una función senoidal.

Tabla 6-4: Valores medios de la regresión de los datos de carga aplicados.

Step	F-1 [kN]	F-2 [kN]	F-3 [kN]	F-4 [kN]	F-5 [kN]	F-6 [kN]
SC-1-1	-42.21	-42.22	-42.21	-42.21	-42.20	-42.21
SC-1-2	-42.17	-42.20	-42.20	-42.20	-42.20	-42.21
SC-1-3	-42.25	-42.25	-42.26	-42.26	-42.23	-42.26
SC-2-1	-42.20	-42.21	-42.22	-42.22	-42.21	-42.22
SC-2-2	-42.20	-42.20	-42.21	-42.21	-42.21	-42.22
SC-2-3	-42.18	-42.20	-42.19	-42.19	-42.19	-42.20
SC-2-4	-42.21	-42.20	-42.23	-42.22	-42.23	-42.23

Tabla 6-5: Valores de la amplitud de la regresión de los datos de carga aplicados.

Step	F-1 [kN]	F-2 [kN]	F-3 [kN]	F-4 [kN]	F-5 [kN]	F-6 [kN]
SC-1-1	9.21	9.22	9.22	9.19	9.49	9.38
SC-1-2	17.87	17.85	17.83	17.83	18.38	18.23
SC-1-3	23.48	23.47	23.41	23.57	24.28	24.16
SC-2-1	10.00	10.07	10.01	9.99	10.12	9.99
SC-2-2	19.67	19.78	19.74	19.66	19.91	19.81
SC-2-3	29.13	29.29	29.24	29.11	29.47	29.36
SC-2-4	39.27	39.42	39.49	39.25	39.69	39.66

Tabla 6-6: Valores de la amplitud de la regresión de los datos en cabeza de carril.

Step	ACT-1 [mm]	ACT-2 [mm]	ACT-3 [mm]	ACT-4 [mm]	ACT-1 [mm/s ²]	ACT-2 [mm/s ²]	ACT-3 [mm/s ²]	ACT-4 [mm/s ²]
SC-1-1	0.18	0.18	0.180	0.19	218.05	227.38	222.41	233.09
SC-1-2	0.38	0.37	0.40	0.37	465.23	462.91	498.68	461.52
SC-1-3	0.52	0.50	0.55	0.52	638.37	622.74	677.98	649.26
SC-2-1	0.19	0.19	0.23	0.24	46.23	47.71	56.44	59.16
SC-2-2	0.45	0.43	0.47	0.48	112.04	105.00	116.29	117.21
SC-2-3	0.73	0.68	0.76	0.76	180.61	167.67	187.73	186.64
SC-2-4	1.07	1.05	1.10	1.14	264.84	259.37	271.57	280.67

Tabla 6-7: Valores de la amplitud de la regresión de los datos de desplazamientos y de aceleraciones en la losa.

Step	LVDT1 [mm]	LVDT2 [mm]	LVDT3 [mm]	LVDT4 [mm]	LVDT1 [mm/s ²]	LVDT2 [mm/s ²]	LVDT3 [mm/s ²]	LVDT4 [mm/s ²]
SC-1-1	0.007	0.006	0.007	0.008	8.25	7.88	8.94	9.37
SC-1-2	0.015	0.014	0.016	0.017	18.54	17.60	19.69	20.89
SC-1-3	0.021	0.020	0.022	0.023	25.95	24.50	27.19	28.86
SC-2-1	0.008	0.007	0.009	0.010	1.89	1.82	2.16	2.55
SC-2-2	0.017	0.017	0.019	0.023	4.26	4.20	4.73	5.61
SC-2-3	0.028	0.028	0.030	0.037	6.90	6.84	7.50	9.05
SC-2-4	0.040	0.040	0.043	0.052	9.93	9.85	10.57	12.81

6.1.2 Caracterización de las placas de asiento de la sujeción

Los ensayos se han llevado a cabo sobre una sujeción Vossloh 300 [206], ver Figura 6-7. Dado que la rigidez de las sujeciones depende de un gran número de variables como pueden ser la amplitud de carga, el valor medio de la carga o la frecuencia de ensayo [207–212], se optó por comprobar la rigidez dinámica sobre los elementos de la sujeción que aportan flexibilidad a la vía, es decir, las placas elastomérica de EVA y de EPDM, utilizando los valores de carga y de frecuencia usados durante el ensayo realizado en la Universidad de Heriot Watt.

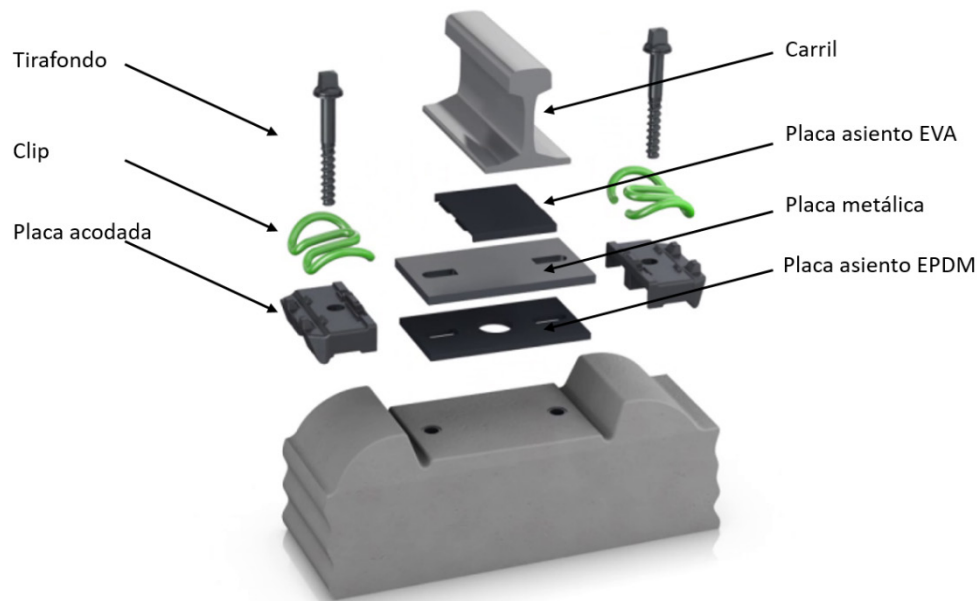


Figura 6-7: Sujeción Vossloh 300.

La rigidez dinámica se determinó siguiendo la Norma UNE-EN 13146-9+A1 [213]. El ensayo consistió en aplicar sobre el sistema una fuerza vertical senoidal de compresión, a la frecuencia correspondiente durante 1000 ciclos, con los mismos valores de carga que los empleados en los ensayos a escala real. Para la aplicación de la carga, se empleó un actuador dinámico de ± 100 kN de capacidad. En los últimos 10 ciclos, se registró la fuerza aplicada y el descenso vertical del carril apoyado sobre un bloque metálico, interponiendo entre ambos elementos las dos placas elastoméricas. Para obtener dicho descenso, se utilizaron cuatro comparadores LVDT dotados de una carrera de ± 5 mm. La disposición del dispositivo de ensayo, se muestra en la Figura 6-8. Se calculó la rigidez dinámica a baja frecuencia (K_{LFA}) de acuerdo con la expresión (6-11).

$$k_{LFA} = \frac{F_{LFA2} - F_{LFA1}}{LVDT_{LFA2} - LVDT_{LFA1}} \quad (6-11)$$

Siendo $LVDT_{LFA1}$ y $LVDT_{LFA2}$ los desplazamientos verticales máximos y mínimos del carril con respecto a la base de apoyo de los elementos elásticos, medidos por los LVDTs.



Figura 6-8: Ensayo de rigidez sobre placa EVA.

Puesto que la rigidez de la placa de EPDM es muy inferior a la de la placa de EVA la campaña experimental se centró en la primera. En la Tabla 6-8, se presentan los valores de la rigidez de esta placa de EPDM. En la parte final del SC-1, se realiza un ensayo de fatiga. Este ensayo modifica las propiedades mecánicas de las placas de asiento, por lo que, basado en los resultados de Carrascal et al. [214], se realizó una serie de correcciones que permiten obtener la rigidez de una placa de EPDM tras un ensayo de fatiga. Estas modificaciones se traducen en un incremento de un 20% en la rigidez de la placa de asiento de EPDM.

Tabla 6-8: Valores de rigidez de la placa de EPDM en función del step.

	SC1-1	SC1-2	SC1-3	SC2-1	SC2-2	SC2-3	SC2-4
Frecuencia [Hz]	5.6	5.6	5.6	2.5	2.5	2.5	2.5
Rigidez medida [kN/mm]	62.97	50.19	43.58	61.1	47.11	36.85	32.06
Rigidez corregida [kN/mm]	62.97	50.19	43.58	73.32	56.53	44.22	38.47

6.2 Diseño del modelo por elementos finitos

Para reproducir la respuesta del tramo de vía en placa, se desarrolló un modelo de elementos finitos con el software comercial *Ansys Workbench*. Se utilizó el módulo *Harmonic response* para simular la respuesta frente a cargas cíclicas. La definición del modelo consta de cuatro fases; geometría, condiciones de contorno, contactos y propiedades de los materiales.

6.2.1 Geometría

Las cuatro capas que se encuentran bajo la losa, se definieron como paralelepípedos de dimensiones idénticas a las reflejadas en la Tabla 6-1. La losa también se representó como un paralelepípedo, pero con seis salientes sobre los que se apoyaban las sujeciones. La geometría usada para insertar los salientes y las sujeciones se representa en la Figura 6-9.

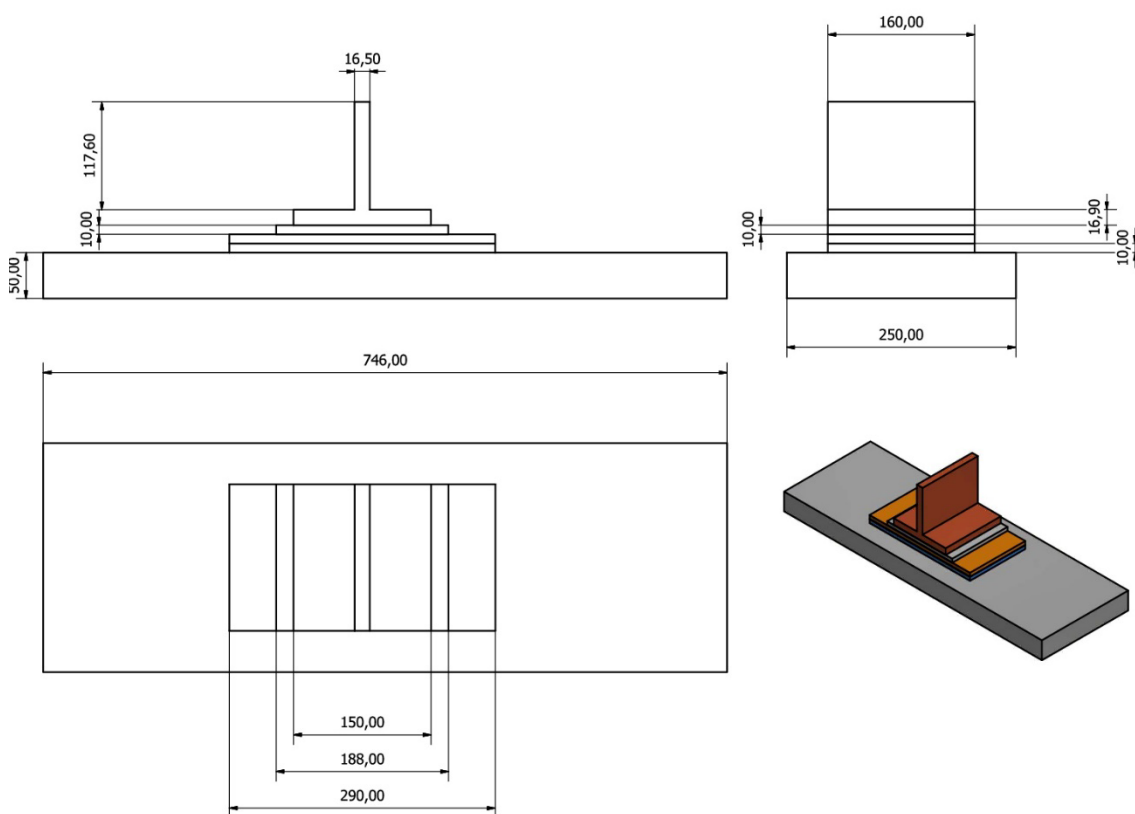


Figura 6-9: Modelo equivalente de la sujeción.

6.2.2 Condiciones de contorno

Se tomaron como condiciones de contorno los contactos entre el GRAFT II y las capas FPL y el sustrato. Se definieron esas superficies como *fixed support*, lo que implica que todos los nodos que se encuentren sobre dichas caras no podrán desplazarse ni rotar en ninguna dirección. En la Figura 6-10, se muestran las superficies definidas como *fixed support*.

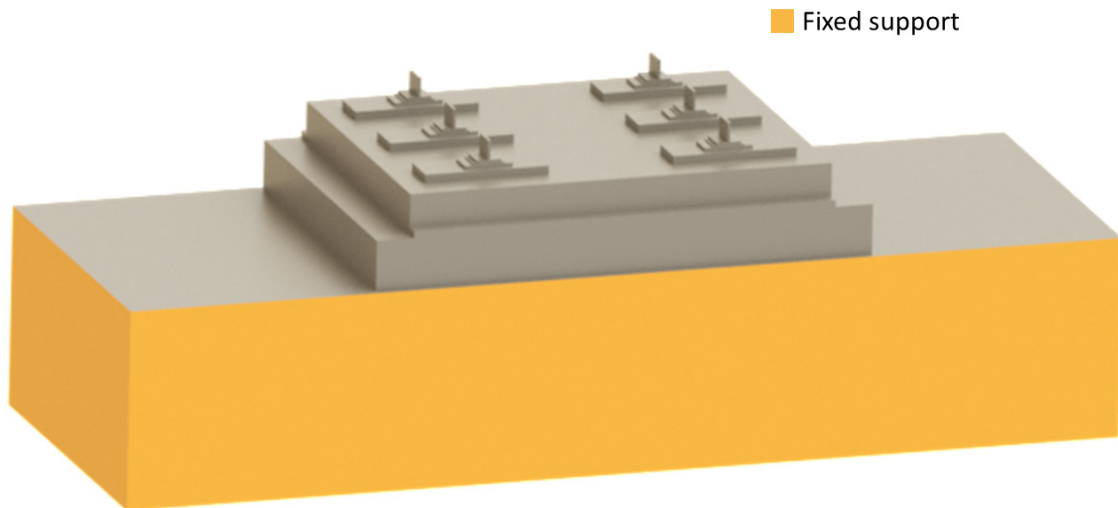


Figura 6-10: Condiciones de contorno.

6.2.3 Contactos

Todos los contactos en el modelo se definieron como *bonded contact*, impidiendo el desplazamiento o la separación entre superficies adyacentes. Para lograr la compatibilidad entre contactos y evitar que los cuerpos penetren entre sí, se utilizó una formulación tipo *Augmented Lagrange* [215].

6.2.4 Propiedades de los materiales

El modelo ha sido calibrado, en cuanto a su respuesta dinámica, suponiendo que todos los elementos presentes son elástico-lineales e isótropos. Por esta razón, los únicos parámetros necesarios para su verificación son la densidad, el módulo elástico y el coeficiente de Poisson. Todos estos parámetros están recogidos en la Tabla 6-9 y en la Tabla 6-10.

Tabla 6-9: Propiedades mecánicas de las capas del modelo.

ID	Capa	Densidad [kg/m ³]	Módulo elástico [MPa]	Coefficiente de Poisson [-]
1	Sustrato	2091	500	0.3
2	FPL	2144	500	0.3
3	HBL	2400	17870	0.2
4	Mortero elástico	2300	22500	0.2
5	Losa	2500	36000	0.2
7	Placa metálica	7850	Solido rígido	
9	Carril	7850	Solido rígido	

Dado que el parámetro de referencia que define el comportamiento de una sujeción es su rigidez y que el coeficiente de Poisson es un parámetro difícil de determinar, se optó por trabajar con la rigidez de las placas en vez de con sus módulos elásticos y su coeficiente de Poisson. Para ello, se impuso un valor nulo del módulo de Poisson, por lo que el cuerpo se comportará como un muelle, y se calculó el módulo elástico equivalente a través de (6-12), donde F es la carga; A es el área; L_0 es la longitud inicial y k es la rigidez. Los resultados de estos módulos elásticos equivalentes, junto con el resto de propiedades de las placas, están recogidos en la Tabla 6-10.

$$E = \frac{F/A}{\Delta L/L_0} = \frac{F}{\Delta L} \cdot \frac{L_0}{A} = k \cdot \frac{L_0}{A} \quad (6-12)$$

Tabla 6-10: Propiedades mecánicas de la sujeción.

Capa	Propiedad	SC1-1	SC1-2	SC1-3	SC2-1	SC2-2	SC2-3	SC2-4
EPDM	E [MPa]	16.29	12.98	11.27	18.96	14.62	11.44	9.95
	ν [-]	0	0	0	0	0	0	0
	D [kg/m ³]	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
EVA	E [MPa]	397.42	397.42	397.42	397.42	397.42	397.42	397.42
	ν [-]	0	0	0	0	0	0	0
	D [kg/m ³]	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000

6.3 Análisis de convergencia de la malla

Para encontrar un equilibrio entre la calidad en los resultados y el coste computacional, se realizó un análisis de convergencia de la malla consistente en reducir el tamaño de los elementos de la misma y analizar la variación en la respuesta. Esta variación del modelo, se contrastó en los siguientes seis ejes diferentes, véase Figura 6-11:

Eje A₁-A₂: Eje paralelo al eje Y en la cara superior del FPL.

Eje B₁-B₂: Eje paralelo al eje X en la cara superior del FPL.

Eje C₁-C₂: Eje paralelo al eje Y en la cara superior de la losa.

Eje D₁-D₂: Eje paralelo al eje X en la cara superior de la losa.

Eje E₁-E₂: Eje paralelo al eje Z en uno de los apoyos centrales.

Eje F₁-F₂: Eje paralelo al eje Z en uno de los apoyos laterales.

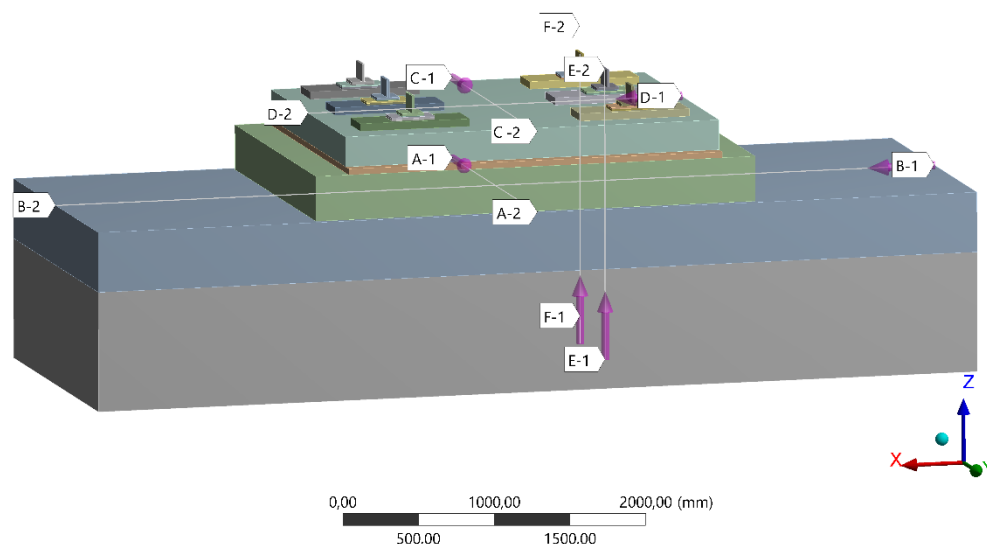


Figura 6-11: Ejes utilizados para el análisis de convergencia de la malla.

Se definieron todos los elementos del modelo como hexaedros. Para evitar incompatibilidades, se evitó, en todo momento, que entre dos mallas en contacto existan elementos de tamaño de arista mayores al doble. En la Tabla 6-11, aparecen detalladas las principales propiedades, tanto del mallado definitivo como del mallado de referencia, utilizadas para analizar la convergencia de la malla.

Tabla 6-11: Propiedades del mallado.

ID	Capa	Tipo de elemento	Tamaño del elemento [mm]	Tamaño del elemento refinado [mm]
1	Sustrato	Hex. Dominant	100	50
2	FPL	Hex. Dominant	100	50
3	HBL	Hex. Dominant	100	50
4	Mortero elástico	Hex. Dominant	80	40
5	Losa	Hex. Dominant	40	20
6	Apoyo losa	Hex. Dominant	20	10
7	PAD de EPDM	Hex. Dominant	10	5
8	Placa metálica	Hex. Dominant	10	5
9	PAD de EVA	Hex. Dominant	10	5
10	Carril	Hex. Dominant	15	7.5

En la Figura 6-12 se presentan seis gráficas correspondientes a cada uno de los ejes descritos previamente. En cada una de ellas, se representa la respuesta del mallado (línea continua), la respuesta tras reducir el tamaño de los elementos a la mitad (línea discontinua) y el error entre ambos (línea punteada) calculado mediante (6-13).

$$error = \frac{original\ mesh\ results - refined\ mesh\ results}{refined\ mesh\ results} \cdot 100 \quad (6-13)$$

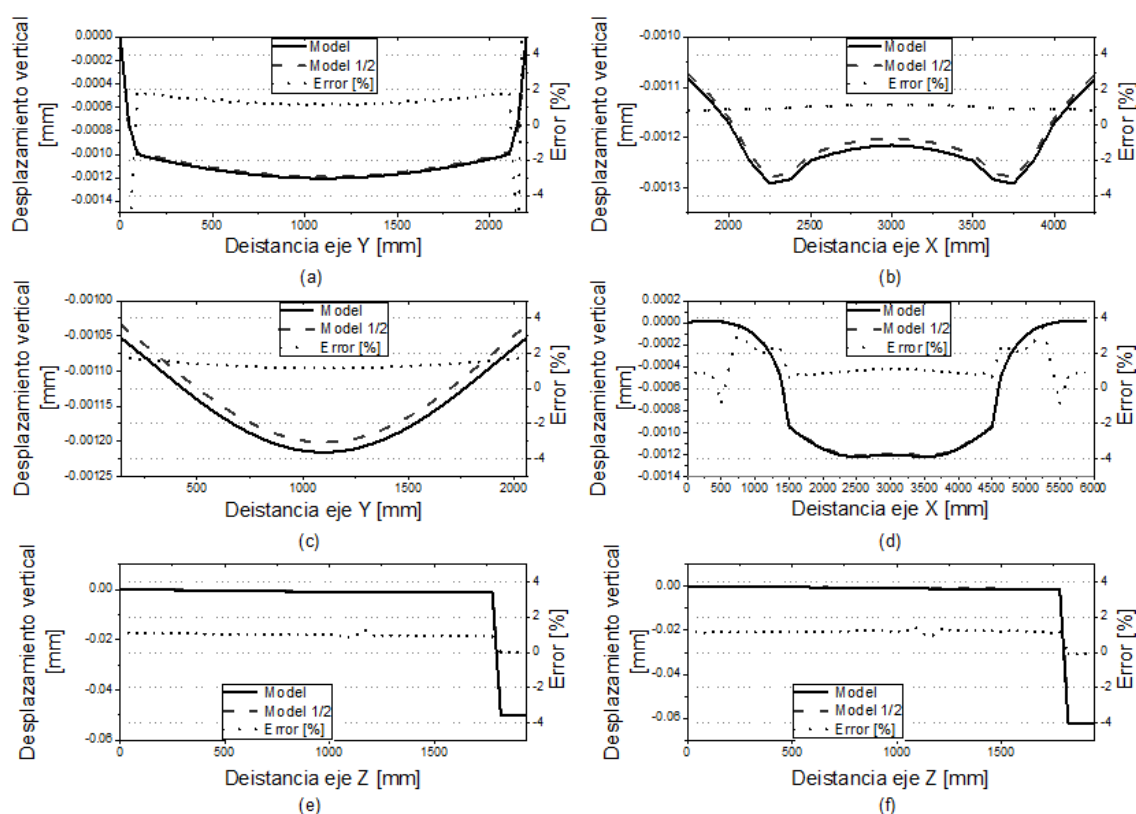


Figura 6-12: Análisis de convergencia de la malla.

En la Tabla 6-12 se presenta tanto el error máximo como el error promedio de cada uno de los ejes analizados. En la misma y en la Figura 6-12, se puede apreciar que los mayores errores se dan en el contacto entre FPL y HBL, pero, al tratarse de una zona de poco interés y muy localizada, no se tomó ninguna medida correctiva al respecto. En el resto del modelo, los errores se encuentran por debajo del 2%, valores que se dieron por buenos dado que los LVDTs utilizados para la medida del desplazamiento vertical son de clase 2, lo que según la norma ISO 9513 [216] permite un error de hasta un 2% en su medida.

Tabla 6-12: Resultados del análisis de convergencia de la malla.

Eje	Error máximo [%]	Error medio [%]
A	19.17	1.39
B	3.48	1.25
C	1.16	0.99
D	1.75	1.38
E	1.26	0.92
F	1.37	1.08

En la Figura 6-13, se aporta un detalle del mallado definitivo utilizado.

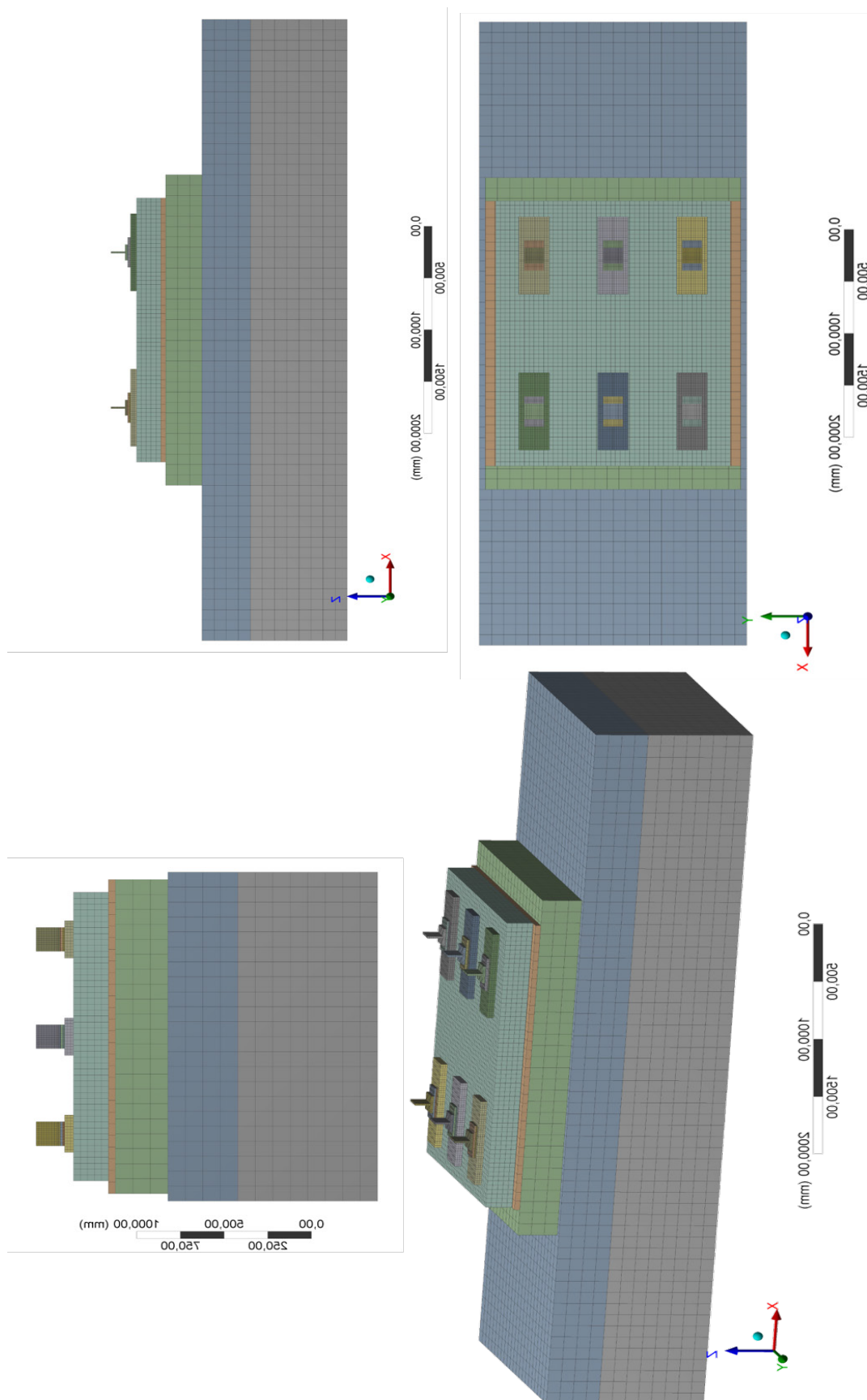


Figura 6-13: Detalle del mallado definitivo.

6.4 Calibración del modelo

La calibración del modelo se realizó en dos fases. En la primera, se analizó la evolución tanto del desplazamiento como de las aceleraciones en función del tiempo, comparando los resultados obtenidos a partir de los ensayos y del modelo de elementos finitos. En la Figura 6-14 y la Figura 6-15 se pueden ver los resultados de los desplazamientos de un actuador central y uno exterior y dos LVDT, uno de cada extremo de la losa, con las cargas utilizadas durante las fatigas. En la segunda fase, se comparan únicamente las amplitudes de las ondas registradas durante los ensayos de laboratorio con los resultados de las amplitudes de los ensayos obtenidas en el modelo de elementos finitos, véase Figura 6-16.

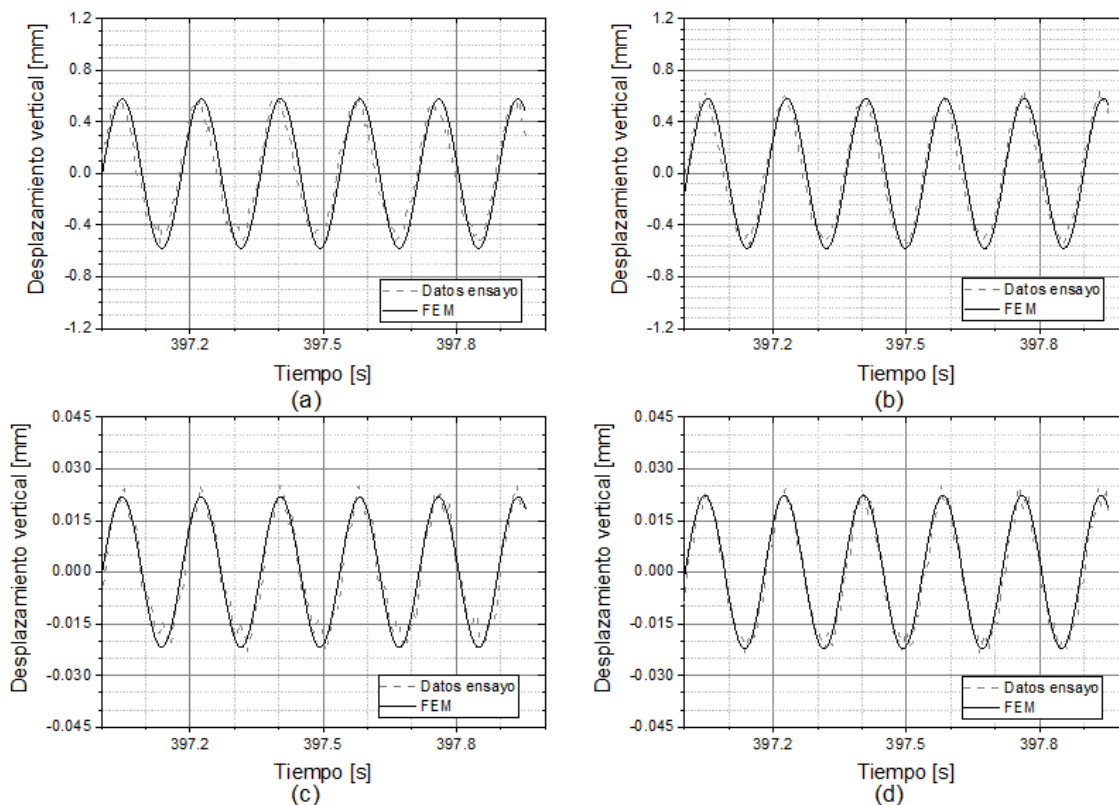


Figura 6-14: Ejemplo de comparación FEM vs laboratorio en el SC1-3.

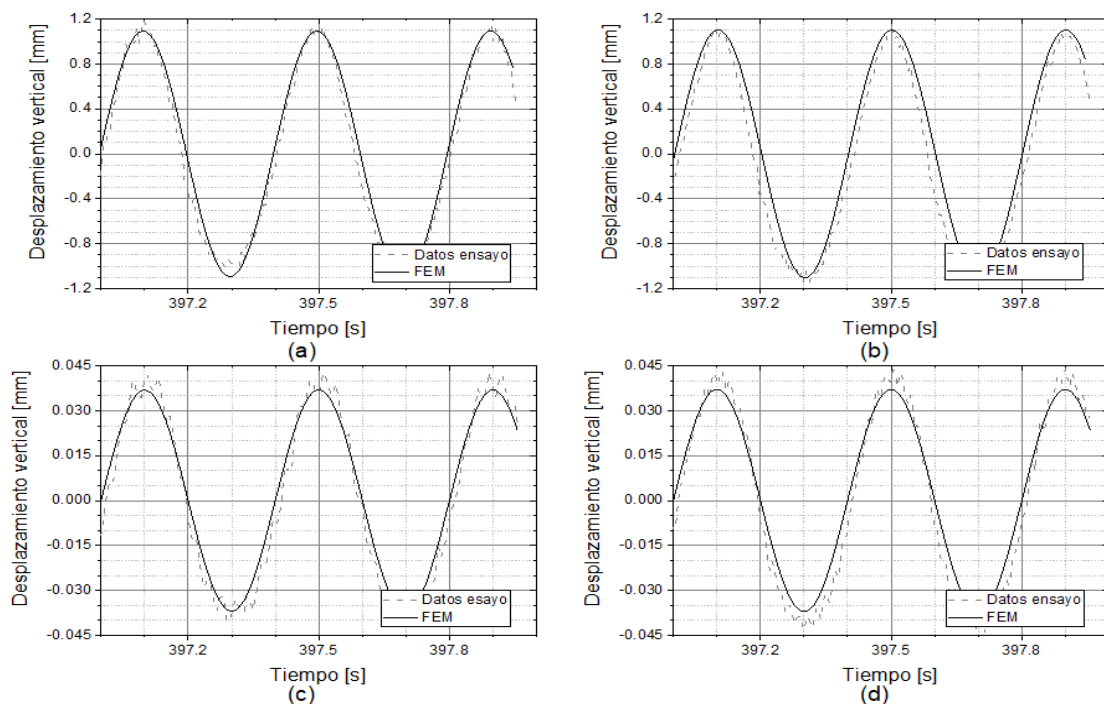


Figura 6-15: Ejemplo de comparación FEM vs laboratorio en el SC2-4.

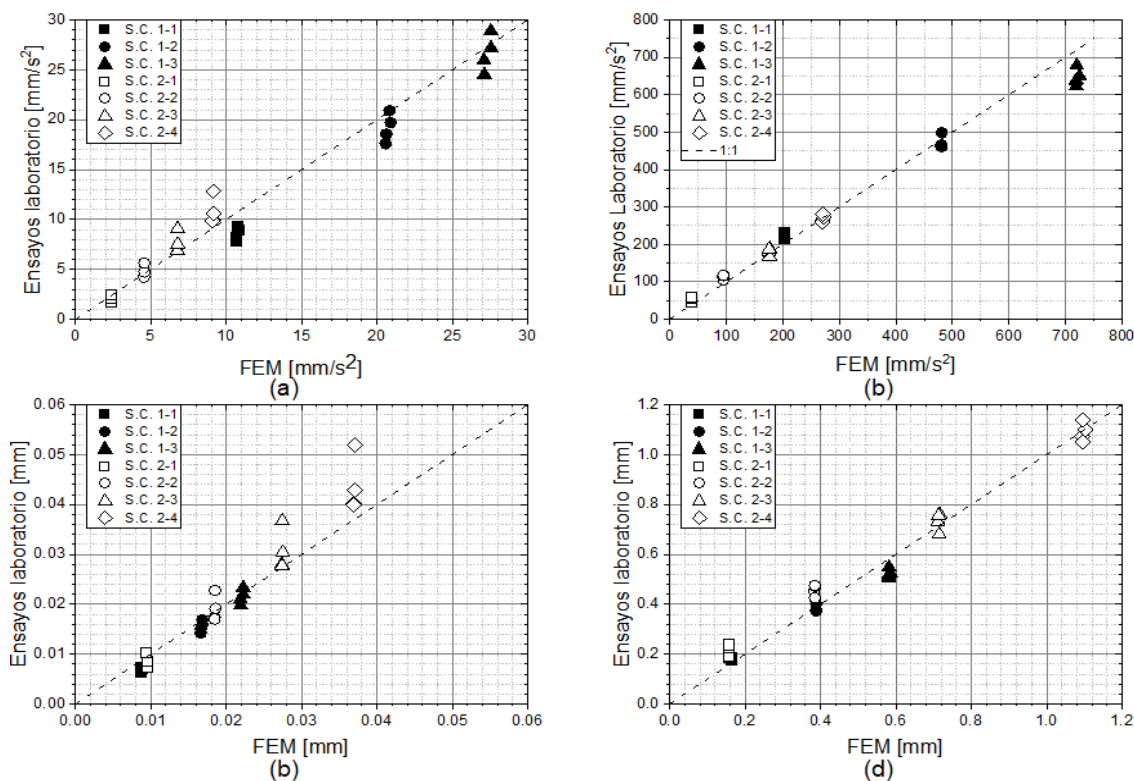


Figura 6-16: Comparativa FEM vs laboratorio.

Se aprecia la notable correlación entre los resultados obtenidos en laboratorio y los calculados mediante simulación, que confirman la validez del modelo de elementos finitos desarrollado.

6.5 Análisis de sensibilidad del modelo

Una vez validados los resultados proporcionados por el modelo numérico, se procedió a realizar un análisis de sensibilidad del mismo para identificar aquellas propiedades de los materiales que tienen una mayor influencia sobre los desplazamientos y aceleraciones, tanto en la losa como del carril. Para ello, se procedió a volver a ejecutar el modelo variando de una en una las propiedades de los materiales dentro del rango habitual de cada una de ellos. En la Tabla 6-13 y la

Tabla 6-14 se muestran los intervalos elegidos de cada una de las propiedades de los materiales que forman el modelo. Para las capas del sustrato y el FPL, al tratarse de arenas compactadas, se definió como rango de valores habituales los descritos en la norma 6.1 IC- Secciones de firme [217], pero suponiendo una categoría mínima de E2. Dicha norma define un valor de E_{v2} mínimo de 60 MPa y máximo de 300 MPa dentro del rango definido. Se estima que el valor del módulo elástico es el doble que el de E_{v2} debido al efecto de la fatiga. En el caso de la sujeción, se utilizó como límite que ambas placas fuesen de EVA, placa muy rígida, o que las dos fuesen de EPDM, dando lugar a una sujeción muy flexible.

Dado que se ha supuesto que el comportamiento de las dos placas es equivalente a un muelle, el valor del coeficiente de Poisson se mantendrá siempre nulo. Por su parte, las propiedades del carril, se mantuvieron siempre constantes al ser un material con una especificación técnica sumamente restrictiva.

Tabla 6-13: Rango de valores habituales de cada uno de los materiales presentes en el modelo.

CAPA	Referencia			Rango de valores habituales		
	Densidad	Módulo de elasticidad	Coefficiente de Poisson	Densidad	Módulo de elasticidad	Coefficiente de Poisson
	[kg/dm3]	[GPa]	[-]	[kg/dm3]	[GPa]	[-]
Sustrato	2.09	0.50	0.3	2-2.3	0.12-0.60	0.27-0.33
FPL	2.14	0.50	0.3	2-2.3	0.12-0.60	0.27-0.33
HBL	2.40	17.87	0.2	2.2-3	15-45	0.18-0.22
Mortero elástico	2.30	22.50	0.2	2-2.8	5-25	0.18-0.22
Losa	2.50	36.00	0.2	2.2-3	15-45	0.18-0.22
EPDM	1.20	Tabla 6-14	0	Tabla 6-14		
Placa metálica	7.85		Sólido rígido	Se mantiene constante		
EVA	1.00	397.42	0	Tabla 6-14		
Carril	7.85	Sólido rígido		Se mantiene constante		

Tabla 6-14: Rango de valores del módulo elástico de las sujeciones en función caso de estudio.

Caso de estudio	Referencia		Mínimo		Máximo	
	EPDM	PAD	EPDM	PAD	EPDM	PAD
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
SC1-1	16.29	397.42	16.29	16.29	397.42	397.42
SC1-2	12.98	397.42	12.98	12.98	397.42	397.42
SC1-3	11.27	397.42	11.27	11.27	397.42	397.42
SC2-1	18.96	397.42	18.96	18.96	397.42	397.42
SC2-2	14.62	397.42	14.62	14.62	397.42	397.42
SC2-3	11.44	397.42	11.44	11.44	397.42	397.42
SC2-4	9.95	397.42	9.95	9.95	397.42	397.42

Al sustituir los valores extremos de cada una de las propiedades en los siete casos de estudio, se obtienen 245 situaciones de cálculo. Tras resolver estas 245 situaciones, se analizaron los datos mediante un algoritmo de machine learning llamado “Random forest”, que permite no solo predecir valores dentro del rango de valores analizados, sino que, también, permite clasificar cada una de estas variables en función de su relevancia.

El aprendizaje automático o *machine learning* es una rama de la inteligencia artificial basada en la idea de que los modelos pueden aprender de datos, identificar patrones y tomar decisiones con mínima intervención humana. *Random Forest* es uno de los algoritmos de aprendizaje automático más utilizados debido a su simplicidad y al hecho de que se puede usar tanto para tareas de clasificación como de regresión [218,219]. La mayor parte de los algoritmos de aprendizaje automático buscan únicamente obtener predicciones. La razón por la que se utilizó este algoritmo, *Random Forest*, es que, además, permite clasificar las variables en función de su importancia. Esta posibilidad, se utilizó para clasificar todas las variables presentes en el modelo e identificar aquellas que tienen una mayor repercusión en la respuesta del mismo.

Para la calibración del algoritmo *Random Forest* se seleccionaron, de manera aleatoria, el 75% de las observaciones, es decir, 183 de los 245 datos obtenidos de las simulaciones. Una vez alimentado el modelo, se utilizó el 25% restante de los datos para comprobar la calidad del mismo, comparando los resultados arrojados por el algoritmo *Random Forest* con los resultados que habían sido obtenidos mediante la simulación numérica y determinando el error entre los valores calculados y los estimados.

En el caso del desplazamiento vertical de los actuadores, se consiguió una precisión (accuracy) del 92.37%. En la Figura 6-17, se han dibujado, en abscisas, los valores obtenidos mediante la simulación numérica y en ordenadas los valores estimados por el algoritmo *Random Forest*. Se realizó una regresión a una función lineal, determinando tanto la pendiente como el R^2 . Se obtuvo una pendiente de 0.97 y un R^2 de 0.98.

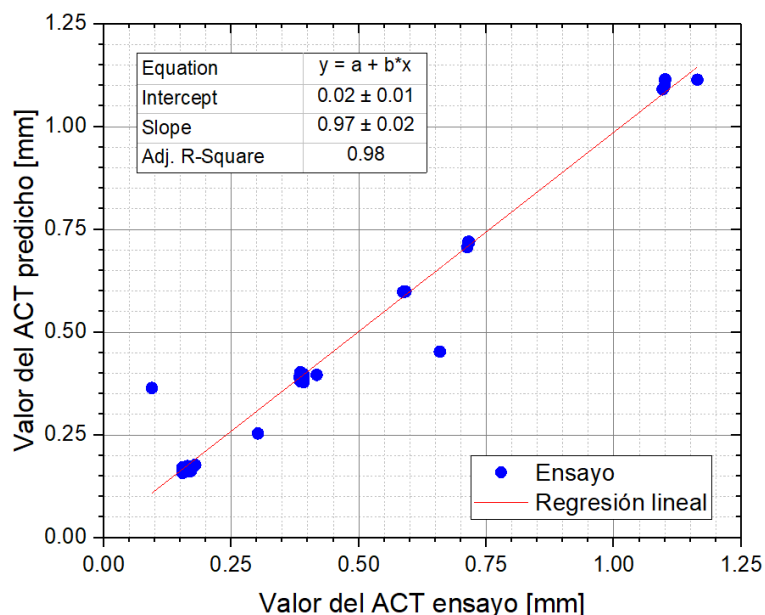


Figura 6-17: Comparativa entre los resultados de los ACTs obtenidos mediante simulación numérica y los estimados por el algoritmo *Random Forest*.

Respecto al desplazamiento vertical de los LVDTs, se consiguió una precisión del 96.12%. En la Figura 6-18, se han dibujado, en abscisas, los valores obtenidos mediante la simulación numérica y en ordenadas los valores estimados por el algoritmo *Random Forest*. En esta situación, al realizar una regresión a una función lineal se determinó una pendiente de 1.01 y un R^2 de 0.97.

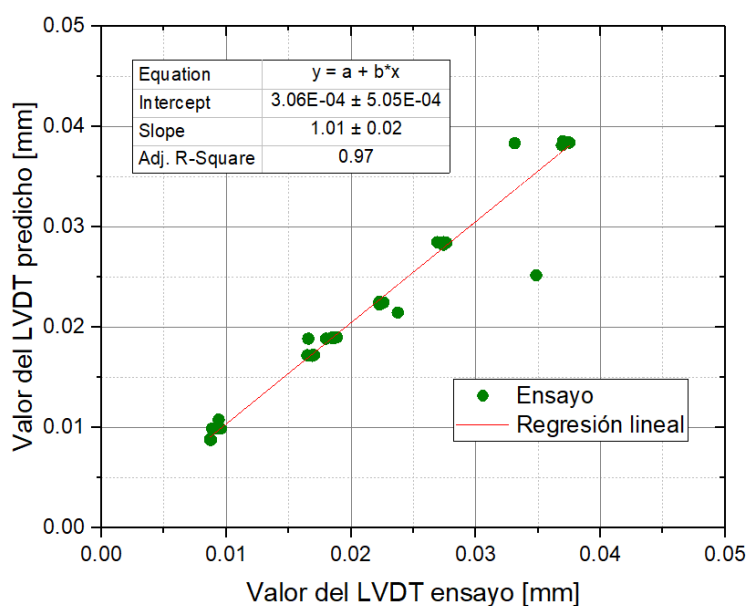


Figura 6-18: Comparativa entre los resultados de los LVDTs obtenidos mediante simulación numérica y los estimados por el algoritmo *Random Forest*.

Una vez comprobada la bondad de la respuesta que genera el algoritmo, se llevó a cabo la clasificación de las variables de entrada en función de la influencia que tengan en la respuesta, tanto de los ACTs como de los LVDTs. Los resultados obtenidos del algoritmo, se presentan en la Tabla 6-15.

Tabla 6-15: Factor de influencia de cada una de los parámetros sobre la respuesta del modelo.

Parámetro que influye	ACT	LVDT
Carga	0.356	0.4748
Frecuencia	0.0315	0.0198
Módulo elástico del sustrato	0.0001	0.0094
Densidad del sustrato	0	0
Coeficiente de Poisson del sustrato	0.0001	0.0001
Módulo elástico del FPL	0.0004	0.2264
Densidad del FPL	0	0
Coeficiente de Poisson del FPL	0	0
Módulo elástico del HBL	0	0.0001
Densidad del HBL	0	0
Coeficiente de Poisson del HBL	0.0002	0
Módulo elástico del mortero elástico	0	0
Densidad del mortero elástico	0	0
Coeficiente de Poisson del mortero elástico	0	0
Módulo elástico de la losa	0.0002	0.0001
Densidad de la losa	0.0001	0
Coeficiente de Poisson de la losa	0	0
Módulo elástico del EPDM	0.6002	0.2691
Módulo elástico del EVA	0.0112	0

De la Tabla 6-15 se puede concluir que, dentro del conjunto de la vía, existen varios parámetros cuyos valores pueden oscilar dentro del rango habitual del material correspondiente sin generar grandes variaciones en la respuesta vertical tanto de la losa como del carril.

En la Figura 6-19, se representan los parámetros que mayor influencia tienen sobre la respuesta vertical del carril. Se observa que dicho desplazamiento depende, principalmente, de las cargas aplicadas, módulo y frecuencia, y de las propiedades de la sujeción. Posiblemente, la influencia de la frecuencia viene condicionada por la dependencia de la rigidez de la sujeción de la propia frecuencia.

En la Figura 6-20 se ofrecen los parámetros más condicionantes sobre la respuesta vertical de la losa. Esta depende principalmente de la carga aplicada y, en segundo orden, de la sujeción y del módulo elástico del FPL, es decir, la capa de arena que no se encuentra altamente confinada.

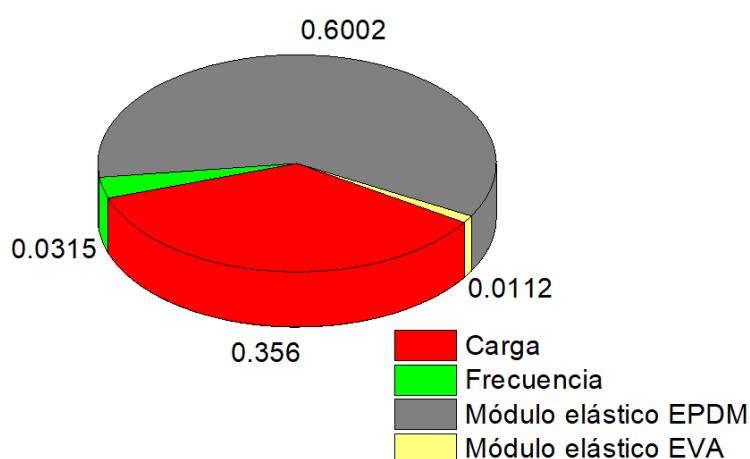


Figura 6-19: Parámetros que influyen en la respuesta vertical del carril (ACT).

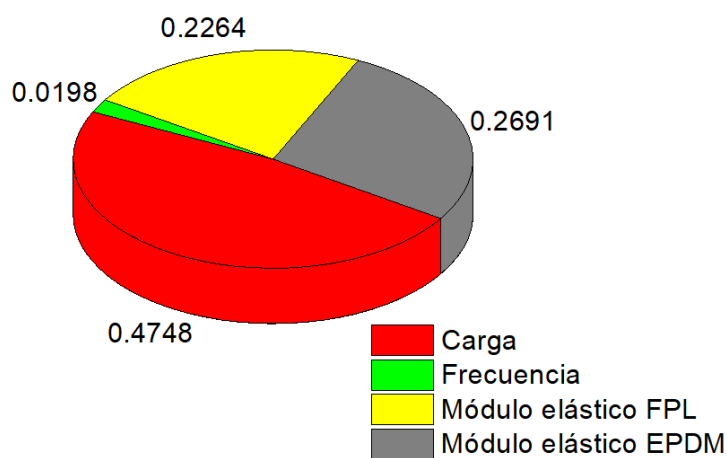


Figura 6-20: Parámetros que influyen en la respuesta vertical de la losa (LVDT).

De este análisis paramétrico se obtiene que, junto con las cargas que se aplican, el parámetro que mayor influencia tiene en la respuesta vertical de la vía es la sujeción. Esta conclusión obtenida del análisis paramétrico tiene sentido al ser el material con menor módulo elástico y existiendo varios ordenes de magnitud de diferencia con el de la mayor parte de los demás materiales. Cabe destacar que, en la tipología de vía clásica formada por balasto y traviesas, la capa de balasto proporciona elasticidad a la vía. En el caso de la vía en placa, por el contrario, la elasticidad del conjunto depende prácticamente de manera exclusiva de la sujeción. Por esta razón, la elección de una sujeción adecuada es un imperativo para minimizar los costes en el mantenimiento de la superestructura ferroviaria.

Del análisis paramétrico se desprende, también, que las propiedades del hormigón utilizado en la fabricación de la vía en placa tienen escasa influencia en la respuesta vertical de la vía. Para analizar esta influencia, en el siguiente apartado, se recogen una serie de simulaciones sustituyendo las propiedades del hormigón tanto de la losa como del HBL por las de los hormigones considerados en esta Tesis.

6.6 Influencia de la presencia de hormigones reciclados con áridos procedentes de vía en la respuesta dinámica del modelo

Para analizar el efecto que tendría valorizar los residuos obtenidos durante el desguarnecido de la vía en la respuesta vertical de la misma, se sustituyeron en el modelo de elementos finitos las propiedades del hormigón utilizado en el ensayo realizado en Heriot Watt por las de los hormigones dosificados en esta Tesis. En una primera fase, se modificó únicamente el hormigón de la losa, mientras que, en la segunda fase, se cambió tanto el hormigón de la losa como el del HBL. Para los tres hormigones se comprobó la influencia a los 7, 28, 90 y 180 días.

En la Figura 6-21 se puede ver la variación en el desplazamiento vertical del carril (parte superior) y de la losa (parte inferior) al sustituir el hormigón de la losa (marcadores opacos) o el de la losa y el HBL (marcadores vacíos) por los hormigones reciclados diseñados, en función de la edad del hormigón.

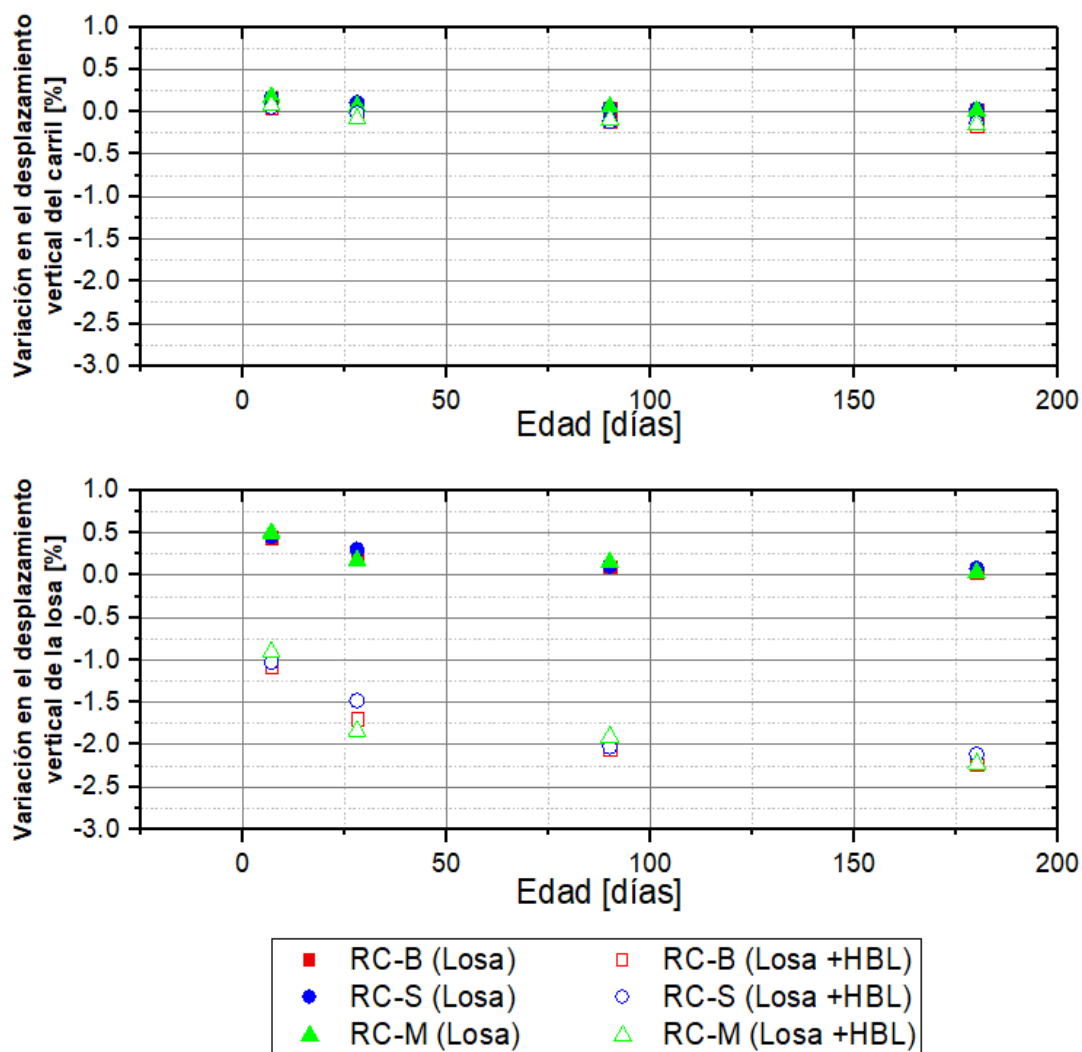


Figura 6-21: Influencia de sustituir el hormigón convencional por hormigón reciclado.

Se observa que la sustitución del hormigón de la losa por los hormigones dosificados en esta Tesis, no supone una influencia apreciable en el desplazamiento vertical del carril. Estos resultados concuerdan con lo observado en el apartado anterior, donde se vio que el desplazamiento vertical del carril tiene una dependencia casi total del binomio carga-sujeción.

Por otra parte, el hecho de sustituir el hormigón de la losa tiene una incidencia mínima sobre el desplazamiento vertical de la losa: un aumento en el desplazamiento vertical y, por lo tanto, una reducción en la rigidez vertical de un 0.5% en los primeros días, que tiende a reducirse según se incrementan las propiedades mecánicas del hormigón con el paso del tiempo. En el caso de sustituir tanto el hormigón de la vía en placa como el de la capa de HBL, se aprecia un incremento en la rigidez de la vía de un 2% cuando las propiedades del hormigón están ya estabilizadas.

De la Figura 6-21, se puede concluir que la modificación del hormigón de la vía en placa por los hormigones reciclados diseñados en esta Tesis no tendrá una influencia apreciable en la rigidez vertical de la vía bajo ningún de los supuestos estudiados.

CAPÍTULO 7

Conclusiones y trabajo futuro

En el presente capítulo, se resumen las principales conclusiones alcanzadas a partir de los trabajos desarrollados en esta Tesis Doctoral, recordando que el objetivo principal de la misma consiste en valorizar los residuos producidos durante el desguarnecido de la vía, triturando del balasto y las traviesas ya obsoletos para su posterior uso como áridos reciclados en la fabricación de vía en placa. El uso de estos residuos para la fabricación de la nueva superestructura ferroviaria que reemplaza a la ya obsoleta, no solo cerraría el ciclo de vida de estos materiales, sino que supondrá un valor añadido al proporcionar una solución con mejores prestaciones mecánicas. Este capítulo incluye, además, una propuesta de trabajo futuro.

7.1 Conclusiones

A continuación, se presentan las principales conclusiones extraídas a lo largo de la presente Tesis Doctoral:

7.1.1 Respecto a los áridos reciclados provenientes de la trituración de elementos de vía fuera de uso

Se ha comprobado que el proceso de desguarnecido genera un bajo contenido de contaminantes por lo que los áridos reciclados obtenidos tras la trituración de balasto y traviesas fuera de uso presentan porcentajes irrelevantes de impurezas, siempre que se haya procedido previamente a la separación de la armadura de las traviesas. Por esta razón, resulta factible el cumplimiento de la normativa relativa a los requisitos exigidos para su empleo como áridos reciclados para la fabricación de hormigón.

- A pesar de utilizar el mismo procedimiento de machaqueo para la obtención de todos los áridos reciclados, las gravas y arenas de balasto y de traviesa manifiestan propiedades geométricas claramente diferentes.
- La retritución de grava reciclada procedente de hormigón (traviesas), aumenta la proporción de mortero presente en la nueva arena producida.
- Los áridos reciclados obtenidos de la trituración de balasto y traviesas exhiben unas propiedades tanto mecánicas como tribológicas comparables a las de los áridos naturales, es decir, características superiores a las referenciadas en la bibliografía para áridos reciclados convencionales.

7.1.2. Respecto a los morteros fabricados con los áridos finos reciclados provenientes de elementos de vía fuera de uso

- Apoyándose en técnicas de μ -CT, se han identificado los micromecanismos que conducen al colapso de morteros sometidos a procesos de fatiga. Concretamente, se ha comprobado que las fisuras que concluyen en el fallo de las probetas nacen mayoritariamente a partir de los vértices más agudos de las partículas de arena orientados en la dirección de aplicación de las cargas. Una vez que las fisuras aparecen, las mismas crecen tanto en longitud como en anchura hasta que alcanzan el tamaño crítico que produce el fallo de la probeta.
- No se han detectado problemas de deterioro en los morteros fabricados con estos áridos reciclados frente a la exposición a ciclos de humedad-sequedad en agua de mar o en agua conteniendo sulfatos. Estos ambientes no provocan pérdida de resistencia mecánica observándose, por el contrario, una mejora de prestaciones que llega a ser notable en los morteros de mayor calidad. Estos buenos resultados son en gran parte debidos al tipo de cemento utilizado, cemento tipo IV, que controla la generación de reacciones expansivas, nocivas para la integridad estructural del material.

7.1.3 Respecto al comportamiento en estado fresco de los hormigones reciclados fabricados

- Se han diseñado tres tipos de hormigón autocompactante usando exclusivamente áridos reciclados, tanto la fracción gruesa como la fracción fina. La buena calidad de dicho material reciclado ha permitido fabricar hormigones que cumplen el objetivo fijado de partida, una resistencia a compresión a 28 días superior a 35 MPa.

- El criterio seguido para la dosificación de los tres hormigones se ha basado en la optimización de la trabajabilidad. Como consecuencia de dicho criterio, ha sido preciso aumentar la cantidad de agua en el RC-B en comparación con el RC-S. Esto se justifica debido a que se precisa una mayor cantidad de agua para lubricar las superficies de contacto entre los áridos reciclados provenientes de balasto y una mayor cantidad de pasta para envolver estos áridos, ya que presentan una geometría notablemente menos redondeada que los provenientes de traviesa y por ello fluyen peor.
- Todos los valores obtenidos en los ensayos en estado fresco encajan con los valores estandarizados a excepción de la mezcla RC-S en el rango acotado por el código EFNARC. Dado que la losa no va a ser un elemento fuertemente armado y que ha pasado satisfactoriamente el ensayo de la caja en L, no se juzgó necesario modificar la dosificación de la misma. Es posible que un ligero aumento de la relación w/c , sin llegar a la necesitada en las otras dosificaciones, mejoraría el resultado del RC-S en el embudo en V, pero el cambio trastocaría, de manera innecesaria, el resto de valores correctos conseguidos para los demás parámetros analizados.

7.1.4 Respecto a las propiedades mecánicas de los hormigones reciclados fabricados

- Se ha comprobado la influencia tanto de la relación w/c como de la utilización de un cemento Tipo IV en la resistencia a compresión de los hormigones dosificados. Se aprecian incrementos de resistencia hasta aproximadamente 180 días como consecuencia de la presencia de cenizas volantes en el cemento. Además, se puede observar que los RC-B son los que menores resistencias mecánicas presentan, como consecuencia de su mayor relación w/c . Por su parte, el RC-S, a pesar de la peor calidad de sus áridos, es el que mayores resistencias mecánicas alcanza, como puede verse en la Figura 4-28.

- Por su parte, el módulo elástico, que depende principalmente de la rigidez tanto de los áridos como de la pasta utilizados, es mayor en el caso del RC-B, como consecuencia de la mayor rigidez de sus áridos en comparación con los provenientes de traviesas trituradas.
- El RC-M es un material intermedio entre el RC-B y el RC-S, por lo que, dado que las propiedades mecánicas tanto del RC-B como del RC-S son aptas para la fabricación de vía en placa, es de esperar que, cualquier proporción de ambos tipos de árido proporcionará hormigones válidos para el uso perseguido.

7.1.5 Respecto a las propiedades de durabilidad de los hormigones reciclados fabricados

- Los valores de permeabilidad al oxígeno obtenidos durante los ensayos, sitúan a los tres hormigones dentro de la categoría de impermeables.
- En los ciclos de hielo-deshielo, se ha comprobado que el RC-B, tras la exposición a 56 ciclos, ha sufrido un daño importante, llegando las probetas a perder su geometría original cúbica. Por su parte, el RC-S, mantiene su integridad, si bien se aprecia un descascarillado superficial de las muestras. El RC-M es el material que mayor deterioro manifiesta, incluso ligeramente superior al del RC-B. Este resultado inesperado se justifica debido a que en el RC-M se combina la pasta porosa del RC-B que permite que el agua penetre en el hormigón, con los áridos más absorbentes del RC-S. Esto hace que el agua tenga una mayor capacidad de fluir por el RC-M que por el RC-S, y que en la probeta se almacene una mayor cantidad de agua, que cuando se congela y aumenta el volumen afecta a la integridad de la probeta.

- Tras los 100 ciclos de choque térmico, se puede apreciar que las probetas han sufrido una cierta decoloración y también la aparición de una pequeña fisuración superficial, que no afecta a la geometría cúbica de partida. Estos 100 ciclos de choque térmico suponen una reducción en la resistencia a compresión de un 20%, para el RC-S, de un 14% para el RC-M, y del 11% para el RC-B.
- Respecto a la resistencia al desgaste, se observa, primeramente, que la misma es siempre mayor en la cara interior de las probetas que en la cara exterior como consecuencia de la mayor presencia de mortero en superficie. Respecto a los tres hormigones dosificados, se comprueba que la resistencia al desgaste por la cara interior de los mismos fue similar. En el caso de la cara exterior, el RC-B es más susceptible a sufrir desgaste que el RC-S, encontrándose, en todo momento, el RC-M en una situación intermedia.
- En lo referente a la influencia de las condiciones de curado en la retracción del hormigón reciclado, los resultados indican que los hormigones curados al aire sufren una reducción en su longitud, mientras que los curados inmersos en agua manifiestan un incremento de tamaño. Los resultados ante los dos ambientes de curado extremos (saturado y al aire) arrojan, en términos absolutos, cambios dimensionales inferiores al 0.06%, lo cual los sitúan por debajo de los límites que se exigen a los hormigones convencionales ($<0.08\%$ en la norma Standards Australia (SA) "Concrete Structures" [191]).
- En todos los casos, salvo en el de la resistencia a los ciclos de hielo-deshielo, el comportamiento del RC-M se sitúa entre el del RC-B y el del RC-S por lo que las características de durabilidad de ambos avalan su idoneidad para utilizarlos en la fabricación de vía en placa: cualquier proporción de los mismos conducirá a un hormigón apto para dicha aplicación.

7.1.6 Respecto al comportamiento en fatiga de los hormigones reciclados fabricados

- Tal y como se puede observar en la Figura 5-23, los límites a fatiga obtenidos a alta frecuencia resultan notablemente más conservadores que los obtenidos a baja frecuencia.
- Se detecta que, en los ensayos a alta frecuencia (aproximadamente 90 Hz), las probetas experimentan una drástica subida de temperatura, llegando en los casos de alta frecuencia hasta aproximadamente 100 °C, mientras que en el caso de los ensayos a baja frecuencia no pasa de 40 °C. Ello es consecuencia del rozamiento interno que se produce dentro de la probeta una vez fisurada que conduce a mayores desplazamientos relativos entre zonas en contacto y por lo tanto mayor fricción; la baja conductividad térmica del hormigón impide disipar dicha energía produciendo el correspondiente aumento de temperatura.
- Los valores inferiores de límite a fatiga obtenidos tras la caracterización a 90 Hz serían debidos a la existencia de un proceso de fluencia concurrente con el propio de fatiga, lo que se traduce en aumentos significativos de las deformaciones registradas, tal y como se ve en la Figura 5-16. De esta forma el incremento de temperatura observado en los ensayos a alta frecuencia genera un daño por fluencia mayor que el que se produce por un aumento en la duración del ensayo a consecuencia de realizarlo a una menor frecuencia.
- Las mayores diferencias entre los resultados a alta y a baja frecuencia se manifiestan en el RC-S. Esto se explica debido a que, como es bien sabido, los hormigones fabricados con áridos reciclados provenientes de hormigón manifiestan mayores deformaciones por fluencia que los fabricados con áridos naturales.

- Para la determinación del límite a fatiga en los ensayos a alta frecuencia se ha validado el método Locati tras su comparación con el método Staircase, apreciándose en el peor de los casos una diferencia de 4 MPa, valor que se encuentra en el orden de magnitud del incremento aplicado en cada escalón. También se comprueba que en la práctica totalidad de los criterios seleccionados para analizar los resultados del método Locati, los valores arrojados son más conservadores que los que proporciona el método Staircase.
- Se demostró que emplear escalones de carga de $2 \cdot 10^5$ ciclos es suficiente para determinar el límite a fatiga de los hormigones mediante ensayos Locati, ya que se obtienen resultados similares a los obtenidos aplicando $5 \cdot 10^5$ ciclos por escalón.
- Se determinó que la reducción en la frecuencia de resonancia del sistema -derivada de una reducción de la rigidez de la probeta- representa un criterio válido para predecir la rotura de la misma.
- Como se desprende de la Figura 5-28, el incremento de la temperatura de la probeta causada por la fatiga lleva aparejado un incremento en el efecto de la fluencia. Este fenómeno se magnifica en el hormigón fabricado con áridos provenientes de hormigón triturado.

7.1.7 Respecto a la modelización de la respuesta dinámica vertical de la vía en placa fabricada con áridos reciclados

- Se ha diseñado y calibrado un modelo de elementos finitos capaz de predecir la respuesta vertical de la vía con gran exactitud.
- Mediante la aplicación de algoritmos de machine learning se ha demostrado la gran relevancia de la sujeción en la respuesta vertical de la vía, especialmente dependiente de la rigidez de la placa de asiento.

- Mediante la simulación por elementos finitos se observa que la sustitución del hormigón convencional de referencia de la losa por los hormigones dosificados en esta Tesis, no supone una influencia apreciable en el desplazamiento vertical del carril.
- La utilización de los tres hormigones reciclados para la fabricación de la vía en placa tiene una incidencia mínima sobre el desplazamiento vertical de la losa. Se estimó un aumento en el desplazamiento vertical y, por lo tanto, una reducción en la rigidez vertical de un 0.5% en los primeros días. Esta reducción en la rigidez vertical tiende a reducirse según se incrementan las propiedades mecánicas del hormigón con el paso del tiempo. En el caso de sustituir tanto el hormigón de la losa como el de la capa de HBL, se aprecia un incremento en la rigidez de la vía de en torno a un 2% cuando las propiedades del hormigón ya están estabilizadas.

7.2 Trabajo futuro

Se proponen las siguientes líneas de investigación derivadas de la presente Tesis Doctoral:

- Definir un proceso constructivo óptimo que permita el desguarnecido de la vía, la trituración del balasto y las traviesas, la dosificación y la puesta en obra del hormigón para la fabricación de la vía en placa.
- Construir un demostrador a tamaño real que verifique los resultados derivados de esta investigación.
- Analizar la influencia de la variación de la naturaleza del balasto en los resultados obtenidos.

- Aplicar algoritmos machine learning al hormigón reciclado, para ajustar con precisión la dosificación de un hormigón únicamente a partir de las propiedades de los materiales a utilizar y de los requisitos que se le exigen al mismo. Esta aplicación tendría como valor añadido poder determinar las variables que mayor relevancia tiene en cada una de las propiedades del hormigón, tanto en estado fresco como endurecido.
- Llevar a cabo un análisis pormenorizado de la influencia de la temperatura en el comportamiento en fluencia de hormigones convencionales.
- Utilizar el modelo de elementos finitos ya calibrado para analizar el efecto del paso de un tren sobre la vía, concluyendo en una herramienta de evaluación de la integridad estructural de la misma en función del daño sufrido como consecuencia del sucesivo paso de trenes.
- Desarrollar un modelo acoplado de fatiga-fluencia para el hormigón que permita incorporar el efecto térmico debido a la aplicación de cargas a alta frecuencia.

CHAPTER 7

Conclusions and future work

In this chapter, the main conclusions reached from the work carried out in this PhD Thesis are summarized, recalling that its main objective is to evaluate the waste produced during renewal of the track, crushing the obsolete ballast and sleepers for subsequent use as recycled aggregates in the manufacture of ballastless track. The use of these wastes for the manufacture of the new railway superstructure that replaces the obsolete one would not only close the life cycle of these materials, but would also add value by providing a solution with better mechanical performance. This chapter also includes a proposal for future work.

7.3 Conclusions

The main conclusions drawn throughout this PhD Thesis are presented below:

7.3.1 Regarding recycled aggregates from crushing out-of-use track elements

- It has been proven that the renewal of the railway track generates a low content of pollutants so that recycled aggregates obtained after crushing out-of-service ballast and sleepers present irrelevant percentages of impurities, if the reinforcement of the sleepers has been previously separated. For this reason, it is feasible to comply with the regulations relating to the requirements for their use as recycled aggregates for the manufacture of concrete.
- Although the same crushing procedure was used to obtain all recycled aggregates, coarse and fine ballast and sleeper aggregates show clearly different geometric properties.
- The recovery of recycled gravel from concrete (sleepers) increases the proportion of mortar present in the newly produced sand.
- The recycled aggregates obtained from the crushing of ballast and sleepers exhibit both mechanical and tribological properties comparable to those of natural aggregates, that is to say, characteristics superior to those referenced in the bibliography for conventional recycled aggregates.

7.3.2 Regarding mortars manufactured with recycled fine aggregates from out-of-use track elements

- Based on μ -CT techniques, the micromechanisms that lead to the collapse of mortars subjected to fatigue processes have been identified. Specifically, it has been proven that the cracks that conclude in the failure of the test specimens arise mainly from the sharpest vertexes of the sand particles oriented in the direction of application of the loads. Once the cracks appear, they grow both in length and width until they reach the critical size producing the failure of the specimen.
- In the mortars manufactured with these recycled aggregates, no deterioration problems have been detected due to exposure to moisture-drying cycles in seawater or water containing sulphates. These environments do not lead to a loss of mechanical strength, and on the other hand, an improvement in performance is observed, which becomes noticeable in mortars of higher quality. These good results are largely due to the type of cement used, type IV cement, which limits the generation of expansive reactions that are harmful to the structural integrity of the material.

7.3.3 Regarding the workability of the designed recycled concretes

- Three types of self-compacting concrete were designed using exclusively recycled aggregates, both the coarse and fine fraction. The good quality of this recycled material has made it possible to manufacture concretes that meet the requirements, a compressive strength at 28 days greater than 35 MPa.

- The criterion followed for the mix proportions of the three concretes was based on workability optimization. As a consequence of this criterion, it was necessary to increase the quantity of water in the RC-B in comparison with the RC-S. This is justified because a greater amount of water is required to lubricate the contact surfaces between the recycled aggregates from ballast and a greater amount of paste is needed to wrap these aggregates, as they have a significantly less rounded geometry than those from sleepers.
- All the values obtained in the workability tests fit with the standardised values except for the RC-S mixture in the range delimited by the EFNARC code. Since the slab will not be a heavily reinforced element and has successfully passed the L-box test, it was not deemed necessary to modify the dosage of the slab. It is possible that a slight increase in the w/c ratio, without reaching the one needed in the other mix proportions, would improve the results of the RC-S in the V funnel, but the change would unnecessarily alter the rest of the correct values obtained for the other parameters analysed.

7.3.4 Regarding the mechanical properties of the designed recycled concretes

- The influence of both the w/c ratio and the use of Type IV cement on the compressive strength of the designed concretes has been proven. An increase in the compressive strength up to approximately 180 days was observed as a consequence of the presence of fly ash in the cement. In addition, it can be observed that RC-B are the ones with the lowest compressive strength, as a consequence of their higher w/c ratio. On the other hand, RC-S, in spite of the poorer quality of its aggregates, is the one with the highest mechanical resistance, as can be seen in Figura 4-28.

- As for the elastic modulus, which depends mainly on the stiffness of both the aggregates and the paste used, it is higher in the case of RC-B, as a consequence of the greater stiffness of its aggregates in comparison with those from crushed sleepers.
- RC-M is an intermediate material between RC-B and RC-S, so, given that the mechanical properties of both RC-B and RC-S are suitable for ballastless track manufacture, it is to be expected that any proportion of both types of aggregate will provide valid concretes for the intended use.

7.3.5 Regarding the durability properties of the designed recycled concretes

- The oxygen permeability values obtained during the tests place the three concretes in the impermeable category.
- In the freeze-thaw cycles, it was verified that the RC-B, after exposure to 56 cycles, suffered significant damage, with the test specimens losing their original cubic geometry. In contrast, the RC-S maintains its integrity, although a superficial shelling of the samples can be appreciated. RC-M is the material that shows the greatest deterioration, even slightly higher than RC-B. This unexpected result is justified by the fact that RC-M combines the porous paste of RC-B, which allows water to penetrate the concrete, with the most absorbent aggregates of RC-S. This means that water has a greater capacity to flow through the RC-M than through the RC-S, and that a greater amount of water is stored in the specimen than when it freezes and increases in volume. This affects the integrity of the specimen.
- After 100 cycles of thermal shock, it can be seen that the specimens have suffered a certain discoloration and also the appearance of minor superficial cracking, which does not affect the starting cubic geometry. These 100 thermal shock cycles lead to a reduction in compressive strength of 20% for RC-S, 14% for RC-M, and 11% for RC-B.

- Regarding wear resistance, it is observed, first of all, that it is always higher on the inner face of the specimens than on the outer face as a result of the greater presence of mortar on the surface. With respect to the three designed concretes, it is verified that the wear resistance on the inside was similar. In case of the external face, RC-B is more susceptible to wear than RC-S, and RC-M produces an intermediate situation.
- Regarding the influence of curing conditions on the shrinkage of recycled concrete, the results indicate that air-cured concretes suffer a reduction in length, while water-immersed concretes show an increase in size. The results for the two extreme curing conditions (saturated and air-cured) show, in absolute terms, dimensional changes of less than 0.06%, which places them below the limits required for conventional concretes (<0.08% in the Standards Australia (SA) "Concrete Structures" [188]).
- In all cases, with the exception of resistance to freeze-thaw cycles, the behaviour of the RC-M is between that of the RC-B and that of the RC-S, so the durability characteristics of both guarantee their suitability for use in the manufacture of slab track: any proportion of these will lead to a suitable concrete for this application.

7.3.6 Regarding the fatigue behavior of the designed recycled concretes

- As can be seen in Figura 5-23, the fatigue limits obtained at high frequency are significantly more conservative than those obtained at low frequency.
- It was found that, in high frequency tests (approximately 90 Hz), the specimens experience a drastic rise in temperature, reaching up to approximately 100 °C, while in the case of low frequency tests it does not exceed 40 °C. This is a consequence of the internal friction that occurs inside the specimen once cracked, which leads to greater relative displacements between faces in contact and therefore greater firmness; the low thermal conductivity of the concrete prevents the dissipation of this energy producing the corresponding increase in temperature.

- The lower fatigue limit values obtained after characterisation at 90 Hz would be due to the existence of a creep process concurrent with the fatigue process itself, which translates into significant increases in the deformations recorded, as shown in Figura 5-16. In this way, the increase in temperature observed in the high frequency tests generates greater creep damage than that caused by an increase in the duration of the test as a result of performing it at a lower frequency.
- The greatest differences between high and low frequency results are found in the RC-S. This is explained by the fact that, as is well known, concretes made with recycled aggregates from another concrete show greater deformations due to creep than those made with natural aggregates.
- For the determination of the fatigue limit in high frequency tests, the Locati method was validated after its comparison with the Staircase method, with a difference of 4 MPa in the worst scenario; a value which is found in the order of magnitude of the increase applied in each step. It was also proven that in practically all the criteria selected for analysing the results of the Locati method, the values obtained are more conservative than those provided by the Staircase method.
- It was demonstrated that using load steps of $2 \cdot 10^5$ cycles is enough to determine the fatigue limit of the concretes by means of Locati tests, since similar results are obtained to those obtained applying $5 \cdot 10^5$ cycles per step.
- It was determined that the reduction in the resonance frequency of the system -derived from a reduction in the stiffness of the specimen- represents a valid criterion for predicting the breakage of the specimen.

- As can be seen from Figura 5-28, the increase in specimen temperature caused by fatigue leads to an increase in the effect of creep. This phenomenon is magnified in concrete made with aggregates from crushed concrete.

7.3.7 Regarding the vertical dynamic response modelling of slab track made from recycled aggregates

- A finite element model capable of predicting the vertical response of the track with great accuracy was designed and calibrated.
- The application of machine learning algorithms has demonstrated the great relevance of the fastening system in the vertical response of the track, especially dependent on the stiffness of the rail pad.
- By means of finite element simulation, it was observed that the substitution of the conventional reference concrete for the slab by the concretes designed in this work does not have an appreciable influence on the vertical displacement of the rail.
- The use of the three recycled concretes for the manufacture of the slab track has a minimum impact on the vertical displacement of the slab. An increase in vertical displacement was expected and, therefore, a reduction in vertical stiffness of 0.5% in the first few days. This reduction in vertical stiffness tends to decrease as the mechanical properties of the concrete improve over time. In the case of replacing both the concrete slab and the HBL layer, there is an increase in the stiffness of the track of around 2% when the properties of the concrete are already stabilised.

7.4 Future work

The following lines of research derived from this Doctoral Thesis are proposed:

- Establishment of an optimal construction process of the ballastless track enabling the removal of the track, the crushing of the ballast and the sleepers, the choice of mix proportions and the concrete installation.
- Construction of a real-size demonstrator that verifies the results derived from this PhD Thesis.
- Analysis of the influence of the variation in the nature of the ballast on the results obtained.
- Application of machine learning algorithms to recycled concrete, in order to precisely adjust the dosage of a concrete based on the properties of the materials to be used and the requirements demanded of it. This application would have the added value of being able to determine the variables that are most relevant for each of the properties of the concrete, both fresh and hardened.
- Detailed analysis of the influence of temperature on the creep behaviour of conventional concretes.
- Use of the previously calibrated finite element model to analyse the effect of the passage of a train on the track, in combination with a tool for evaluating the structural integrity of the track depending on the damage suffered as a consequence of the successive passage of trains.
- Development of a fatigue-creep coupled model for concrete that enables the incorporation

CAPÍTULO 8

Bibliografía

- [1] G. de E. Ministerio de Fomento, Informe anual del Observatorio del Transporte y la Logística en España, n.d.
<http://observatoriotransporte.fomento.es/NR/rdonlyres/EE4D9E3E-74A9-4C1F-A5FC-284D30BBBAFFA/148831/INFORMEOTLE2017.pdf>
(accessed August 10, 2019).
- [2] G. de E. Ministerio de Fomento, Informe de la Comisión técnico-científica para el estudio de mejoras en el sector ferroviario, n.d.
https://www.fomento.gob.es/recursos_mfom/informecomisiontecnicocientificasectorferroviario1.pdf (accessed August 11, 2019).
- [3] B. Lichtberger, Manual de vía, Eurailpress, DVV Media Group, 2011.
- [4] B.O. del Estado, LEI 10/1998, do 21 de abril, de residuos, (1998).

- [5] M. Fomento, Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08, Fomento, Madrid, España. (2008). doi:10.1017/CBO9781107415324.004.
- [6] H. Okamura, K. Ozawa, Self-compacting high performance concrete, Struct. Eng. Int. J. Int. Assoc. Bridg. Struct. Eng. (1996). doi:10.2749/101686696780496292.
- [7] H. Okamura Ozawa, K., Ouchi, M., H. Okamura, K. Ozawa, M. Ouchi, Self-compacting concrete, Struct Concr. (2000). doi:10.1680/stco.2000.1.1.3.
- [8] K. Ozawa, S. Tangtermsirikul, K. Maekawa, Role of powder materials on the filling capacity of fresh concrete, in: Suppl. Pap. Fourth CANMET/ACI Int. Symp. Fly Ash, Silica Fume, Slag, Nat. Pozzolans Concr. Istanbul, 1992: pp. 121–137.
- [9] O. Petersson, A. Skarendahl, Self-compacting Concrete: State-of-the-art Report of RILEM Technical Committee 174-SCC, Self-Compacting Concrete, RILEM publications, 2000.
- [10] F. EFNARC, S. EFNARC, Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete, Farnham, Surrey GU9 7EN, UK, Website Wwww.Efnarc.Org, ISBN. (2002). doi:0 9539733 4 4.
- [11] A.-A.C.T. del H. Estructural, Hormigón Autocompactante. Diseño y Aplicación, (2008).
- [12] EN 197-1, Cement Part 1: Composition, Specifications and Conformity Criteria for Common Cements, Br. Stand. (2011). doi:10.1103/PhysRevLett.64.88.
- [13] ACHE - Asociación Científico Técnica del Hormigón Estructural, M-16: Manual de tecnología de Aditivos para Hormigón, (n.d.).
- [14] G. Ye, X. Liu, G. De Schutter, A.-M. Poppe, L. Taerwe, Influence of limestone powder used as filler in SCC on hydration and microstructure of cement pastes, Cem. Concr. Compos. 29 (2007) 94–102. doi:10.1016/J.CEMCONCOMP.2006.09.003.

- [15] M. Uysal, K. Yilmaz, Effect of mineral admixtures on properties of self-compacting concrete, *Cem. Concr. Compos.* 33 (2011) 771–776. doi:10.1016/j.cemconcomp.2011.04.005.
- [16] A.L.A. Fraay, J.M. Bijen, Y.M. de Haan, The reaction of fly ash in concrete a critical examination, *Cem. Concr. Res.* 19 (1989) 235–246. doi:10.1016/0008-8846(89)90088-4.
- [17] J.M. Khatib, Performance of self-compacting concrete containing fly ash, *Constr. Build. Mater.* 22 (2008) 1963–1971.
- [18] S.C. Kou, C.S. Poon, Enhancing the durability properties of concrete prepared with coarse recycled aggregate, *Constr. Build. Mater.* 35 (2012) 69–76. doi:10.1016/J.CONBUILDMAT.2012.02.032.
- [19] ACI Committee 237, Self-Consolidating concrete, (2007).
- [20] P.B. Mas, Criterios de selección del aditivo superplastificante en HAC, *Cem. Hormigón.* (2014) 58–65.
- [21] F. Puertas, H. Santos, M. Palacios, S. Martínez-Ramírez, Polycarboxylate superplasticiser admixtures: Effect on hydration, microstructure and rheological behaviour in cement pastes, *Adv. Cem. Res.* 17 (2005) 77–89. doi:10.1680/adcr.2005.17.2.77.
- [22] B. Felekoğlu, S. Türkel, B. Baradan, Effect of water/cement ratio on the fresh and hardened properties of self-compacting concrete, *Build. Environ.* 42 (2007) 1795–1802. doi:10.1016/J.BUILDENV.2006.01.012.
- [23] J. Dils, G. De Schutter, V. Boel, Influence of mixing procedure and mixer type on fresh and hardened properties of concrete: a review, *Mater. Struct.* 45 (2012) 1673–1683.
- [24] T. Hemalatha, K.R.R. Sundar, A.R. Murthy, N.R. Iyer, Influence of mixing protocol on fresh and hardened properties of self-compacting concrete, *Constr. Build. Mater.* 98 (2015) 119–127.
- [25] E.N. 206:2013+A1:2016, Concrete - Specification, performance, production and conformity, (2018).

- [26] British Standards Institution, Eurocode 2 — Design of concrete structures, Part 1-1 Gen. Rules Rules Build. (2015). doi:10.7773/cm.v27i4.501.
- [27] K. Khayat, G. De Schutter, Mechanical properties of self-compacting concrete, Springer, 2014.
- [28] I. Sosa, INCORPORACIÓN DE ESCORIAS SIDERÚRGICAS EN HORMIGONES AUTOCOMPACTANTES DE ALTAS PRESTACIONES, University of Cantabria, 2017.
- [29] E. Rozière, S. Granger, P. Turcry, A. Loukili, Influence of paste volume on shrinkage cracking and fracture properties of self-compacting concrete, Cem. Concr. Compos. 29 (2007) 626–636. doi:10.1016/J.CEMCONCOMP.2007.03.010.
- [30] A.M. Neville, Properties of concrete, Longman London, 1995.
- [31] L. Coppola, T. Cerulli, D. Salvioni, Sustainable development and durability of self-compacting concretes, in: 8th CANMET/ACI Int. Conf. Fly Ash, Silica Fume, Slag Nat. Pozzolans Concr., 2004: pp. 29–50.
- [32] K. Holschemacher, Hardened material properties of self-compacting concrete, J. Civ. Eng. Manag. 10 (2004) 261–266. doi:10.1080/13923730.2004.9636318.
- [33] P.L. Domone, A review of the hardened mechanical properties of self-compacting concrete, Cem. Concr. Compos. 29 (2007) 1–12. doi:10.1016/J.CEMCONCOMP.2006.07.010.
- [34] EFNARC, Especificaciones y directrices para el Hormigón autocompactable - HAC, (2002).
- [35] F. Aslani, S. Nejadi, Shrinkage behavior of self-compacting concrete, J. Zhejiang Univ. Sci. A. 13 (2012) 407–419.
- [36] S.H. Kosmatka, W.C. Panarese, Design and control of concrete mixtures, 1988.

- [37] R. Loser, A. Leemann, Shrinkage and restrained shrinkage cracking of self-compacting concrete compared to conventionally vibrated concrete, *Mater. Struct.* 42 (2009) 71–82.
- [38] A. Darquennes, M.I.A. Khokhar, E. Rozière, A. Loukili, F. Grondin, S. Staquet, Early age deformations of concrete with high content of mineral additions, *Constr. Build. Mater.* 25 (2011) 1836–1847.
- [39] G. De Schutter, K. Audenaert, Report 38: Durability of Self-Compacting Concrete-State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 205-DSC, RILEM publications, 2007.
- [40] S. Assie, G. Escadeillas, V. Waller, Estimates of self-compacting concrete ‘potential’ durability, *Constr. Build. Mater.* 21 (2007) 1909–1917.
- [41] W. Zhu, P.J.M. Bartos, Permeation properties of self-compacting concrete, *Cem. Concr. Res.* 33 (2003) 921–926.
- [42] H. Yazıcı, The effect of silica fume and high-volume Class C fly ash on mechanical properties, chloride penetration and freeze–thaw resistance of self-compacting concrete, *Constr. Build. Mater.* 22 (2008) 456–462.
- [43] M. Uysal, K. Yilmaz, Effect of mineral admixtures on properties of self-compacting concrete, *Cem. Concr. Compos.* 33 (2011) 771–776. doi:10.1016/j.cemconcomp.2011.04.005.
- [44] H. Siad, S. Kamali-Bernard, H.A. Mesbah, G. Escadeillas, M. Mouli, H. Khelafi, Characterization of the degradation of self-compacting concretes in sodium sulfate environment: Influence of different mineral admixtures, *Constr. Build. Mater.* 47 (2013) 1188–1200.
- [45] S.C. Kou, C.S. Poon, Properties of self-compacting concrete prepared with coarse and fine recycled concrete aggregates, *Cem. Concr. Compos.* 31 (2009) 622–627.

- [46] F. Colangelo, R. Cioffi, Mechanical properties and durability of mortar containing fine fraction of demolition wastes produced by selective demolition in South Italy, *Compos. Part B Eng.* 115 (2017) 43–50. doi:10.1016/J.COMPOSITESB.2016.10.045.
- [47] J.M. Khatib, Properties of concrete incorporating fine recycled aggregate, *Cem. Concr. Res.* 35 (2005) 763–769. doi:10.1016/J.CEMCONRES.2004.06.017.
- [48] L. Evangelista, J. de Brito, Mechanical behaviour of concrete made with fine recycled concrete aggregates, *Cem. Concr. Compos.* 29 (2007) 397–401. doi:10.1016/J.CEMCONCOMP.2006.12.004.
- [49] M. Velay-Lizancos, I. Martinez-Lage, M. Azenha, J. Granja, P. Vazquez-Burgo, Concrete with fine and coarse recycled aggregates: E-modulus evolution, compressive strength and non-destructive testing at early ages, *Constr. Build. Mater.* 193 (2018) 323–331. doi:10.1016/J.CONBUILDMAT.2018.10.209.
- [50] R.S. Ravindrarajah, Y.H. Loo, C.T. Tam, Recycled concrete as fine and coarse aggregates in concrete, *Mag. Concr. Res.* 39 (1987) 214–220.
- [51] C.J. Zega, Á.A. Di Maio, Use of recycled fine aggregate in concretes with durable requirements, *Waste Manag.* 31 (2011) 2336–2340. doi:10.1016/j.wasman.2011.06.011.
- [52] R. Siddique, *Waste materials and by-products in concrete*, 2008. doi:10.1007/978-3-540-74294-4.
- [53] CEDEX, *Catalogo de residuos de construcción y demolición*, (n.d.). <http://www.cedexmateriales.es/catalogo-de-residuos/35/residuos-de-construccion-y-demolicion/>.

- [54] M.F. Alnahhal, U.J. Alengaram, M.Z. Jumaat, F. Abutaha, M.A. Alqedra, R.R. Nayaka, Assessment on engineering properties and CO2 emissions of recycled aggregate concrete incorporating waste products as supplements to Portland cement, *J. Clean. Prod.* 203 (2018) 822–835. doi:10.1016/J.JCLEPRO.2018.08.292.
- [55] C. Meyer, The greening of the concrete industry, *Cem. Concr. Compos.* 31 (2009) 601–605. doi:10.1016/J.CEMCONCOMP.2008.12.010.
- [56] C. Thomas García, *HORMIGÓN RECICLADO DE APLICACIÓN ESTRUCTURAL*, 2012.
- [57] A.M. Wagih, H.Z. El-Karmoty, M. Ebid, S.H. Okba, Recycled construction and demolition concrete waste as aggregate for structural concrete, *HBRC J.* 9 (2013) 193–200. doi:10.1016/J.HBRCJ.2013.08.007.
- [58] S. Kou, *Reusing recycled aggregates in structural concrete*, 2006.
- [59] M. Leite, *Evaluation of the mechanical properties of concrete made with recycled aggregates from construction and demolition waste*, (2001).
- [60] M. Solyman, *Classification of recycled sands and their applications as fine aggregates for concrete and bituminous mixtures*, (2005).
- [61] P.J. Nixon, Recycled concrete as an aggregate for concrete—a review, *Matériaux Constr.* 11 (1978) 371.
- [62] T.C. Hansen, *Recycled aggregates and recycled aggregate concrete second state-of-the-art report developments 1945–1985*, *Mater. Struct.* 19 (1986) 201–246.
- [63] A.C.I.C. 555, *Removal and reuse of hardened concrete*, in: American Concrete Institute, 2001.
- [64] C. Thomas, J. Setién, J.A.Ja. Polanco, P. Alaejos, M.S. De Juan, M. Sánchez de Juan, Durability of recycled aggregate concrete, *Constr. Build. Mater.* 40 (2013) 1054–1065. doi:10.1016/J.CONBUILDMAT.2012.11.106.

- [65] Z.J. Grdic, G.A. Toplicic-Curcic, I.M. Despotovic, N.S. Ristic, Properties of self-compacting concrete prepared with coarse recycled concrete aggregate, *Constr. Build. Mater.* 24 (2010) 1129–1133.
- [66] D. Carro-López, B. González-Fonteboa, J. de Brito, F. Martínez-Abella, I. González-Taboada, P. Silva, Study of the rheology of self-compacting concrete with fine recycled concrete aggregates, *Constr. Build. Mater.* 96 (2015) 491–501. doi:10.1016/J.CONBUILDMAT.2015.08.091.
- [67] F. Fiol, C. Thomas, C. Muñoz, V. Ortega-López, J.M. Manso, The influence of recycled aggregates from precast elements on the mechanical properties of structural self-compacting concrete, *Constr. Build. Mater.* 182 (2018) 309–323. doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.06.132.
- [68] C. Chan, Use of recycled aggregate in shotcrete and concrete, (1998).
- [69] L. Evangelista, J. de Brito, Durability performance of concrete made with fine recycled concrete aggregates, *Cem. Concr. Compos.* 32 (2010) 9–14. doi:10.1016/j.cemconcomp.2009.09.005.
- [70] S.C. Kou, C.S. Poon, C. Dixon, Influence of fly ash as cement replacement on the properties of recycled aggregate concrete, *J. Mater. Civ. Eng.* 19 (2007) 709–717. doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:9(709).
- [71] M.C. Limbachiya, T. Leelawat, R.K. Dhir, Use of recycled concrete aggregate in high-strength concrete, *Mater. Struct. Constr.* 33 (2000) 574–580.
- [72] K.K. Sagoe-Crentsil, T. Brown, A.H. Taylor, Performance of concrete made with commercially produced coarse recycled concrete aggregate, *Cem. Concr. Res.* 31 (2001) 707–712. doi:10.1016/S0008-8846(00)00476-2.
- [73] A. Shayan, A. Xu, Performance and Properties of Structural Concrete made with Recycled Concrete Aggregate, *ACI Mater. J.* 100 (2003) 371–380.

- [74] M. Etxeberria, E. Vázquez, A. Marí, M. Barra, Influence of amount of recycled coarse aggregates and production process on properties of recycled aggregate concrete, *Cem. Concr. Res.* 37 (2007) 735–742. doi:10.1016/j.cemconres.2007.02.002.
- [75] A. Akbarnezhad, K.C.G. Ong, C.T. Tam, M.H. Zhang, Effects of the parent concrete properties and crushing procedure on the properties of coarse recycled concrete aggregates, *J. Mater. Civ. Eng.* 25 (2013) 1795–1802. doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000789.
- [76] A.K. Padmini, K. Ramamurthy, M.S. Mathews, Influence of parent concrete on the properties of recycled aggregate concrete, *Constr. Build. Mater.* 23 (2009) 829–836.
- [77] F. Rodrigues, M.T. Carvalho, L. Evangelista, J. de Brito, Physical–chemical and mineralogical characterization of fine aggregates from construction and demolition waste recycling plants, *J. Clean. Prod.* 52 (2013) 438–445. doi:10.1016/J.JCLEPRO.2013.02.023.
- [78] S.C. Angulo, Variabilidade de agregados graúdos de resíduos de construção e demolição reciclados., (2001).
- [79] C. Thomas, J. de Brito, V. Gil, J.A. Sainz-Aja, A. Cimentada, Multiple recycled aggregate properties analysed by X-ray microtomography, *Constr. Build. Mater.* 166 (2018) 171–180. doi:10.1016/J.CONBUILDMAT.2018.01.130.
- [80] K. McNeil, T.H.-K. Kang, Recycled Concrete Aggregates: A Review, *Int. J. Concr. Struct. Mater.* 7 (2013) 61–69. doi:10.1007/s40069-013-0032-5.
- [81] L. Evangelista, J. De Brito, Concrete with fine recycled aggregates: A review, *Eur. J. Environ. Civ. Eng.* 18 (2014) 129–172. doi:10.1080/19648189.2013.851038.

- [82] F. Debieb, L. Courard, S. Kenai, R. Degeimbre, Mechanical and durability properties of concrete using contaminated recycled aggregates, *Cem. Concr. Compos.* 32 (2010) 421–426. doi:10.1016/j.cemconcomp.2010.03.004.
- [83] M. Martín-Morales, M. Zamorano, A. Ruiz-Moyano, I. Valverde-Espinosa, Characterization of recycled aggregates construction and demolition waste for concrete production following the Spanish Structural Concrete Code EHE-08, *Constr. Build. Mater.* 25 (2011) 742–748. doi:10.1016/j.conbuildmat.2010.07.012.
- [84] C. Thomas, J. Setién, J.A. Polanco, Structural recycled aggregate concrete made with precast wastes, *Constr. Build. Mater.* 114 (2016) 536–546. doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.03.203.
- [85] M.S. de Juan, P.A. Gutiérrez, Study on the influence of attached mortar content on the properties of recycled concrete aggregate, *Constr. Build. Mater.* 23 (2009) 872–877. doi:10.1016/j.conbuildmat.2008.04.012.
- [86] C. Medina, W. Zhu, T. Howind, M.I. Sánchez de Rojas, M. Frías, Influence of mixed recycled aggregate on the physical – mechanical properties of recycled concrete, *J. Clean. Prod.* 68 (2014) 216–225. doi:10.1016/J.JCLEPRO.2014.01.002.
- [87] P. Saravana Kumar, G. Dhinakaran, Effect of Admixed Recycled Aggregate Concrete on Properties of Fresh and Hardened Concrete, *J. Mater. Civ. Eng.* 24 (2012) 494–498. doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000393.
- [88] D. Matias, J. de Brito, A. Rosa, D. Pedro, Durability of concrete with recycled coarse aggregates: Influence of superplasticizers, *J. Mater. Civ. Eng.* 26 (2014). doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000961.
- [89] M. Tavakoli, P. Soroushian, Strengths of recycled aggregate concrete made using field-demolished concrete as aggregate, *Mater. J.* 93 (1996) 178–181.

- [90] C.-C. Fan, R. Huang, H. Hwang, S.-J. Chao, Properties of concrete incorporating fine recycled aggregates from crushed concrete wastes, *Constr. Build. Mater.* 112 (2016) 708–715. doi:10.1016/J.CONBUILDMAT.2016.02.154.
- [91] K. Y., Guidelines and the present state of the reuse of demolished concrete in Japan. Demolition and reuse of concrete and masonry., *RILEM Proc.* 23. (n.d.) 93–104.
- [92] D. of S. regulations for the use of recycled aggregate in the production of structural concrete. Task Force of the Standing Committee of Concrete, Use of recycled materials in buildings and structures., *RILEM Proc.* (n.d.) 511–25.
- [93] P.C. Association, Recycled aggregate for reinforced concrete, *Concr Technol Today.* (2002) 5–6.
- [94] C. Alexandridou, G.N. Angelopoulos, F.A. Coutelieris, Mechanical and durability performance of concrete produced with recycled aggregates from Greek construction and demolition waste plants, *J. Clean. Prod.* 176 (2018) 745–757. doi:10.1016/J.JCLEPRO.2017.12.081.
- [95] S.-C. Kou, C.-S. Poon, Properties of concrete prepared with crushed fine stone, furnace bottom ash and fine recycled aggregate as fine aggregates, *Constr. Build. Mater.* 23 (2009) 2877–2886. doi:10.1016/J.CONBUILDMAT.2009.02.009.
- [96] K. Hasaba, S., Kawamura, M., Toriik, K., & Takemoto, Drying shrinkage and durability of concrete made of recycled concrete aggregates., *Transl. Japan Concr. Inst.* 3 (1981) 55–60.
- [97] M. Kikuchi, T. Miura, Y. Dosho, M. Narikawa, Application of recycled aggregate concrete for structural concrete. Part 1—experimental study on the quality of recycled aggregate and recycled aggregate concrete, in: *Sustain. Constr. Use Recycl. Concr. Aggreg. Proc. Int. Symp.* Organised by Concr. Technol. Unit, Univ. Dundee Held Dep. Trade Ind. Conf. Centre, London, UK 11–1, Thomas Telford Publishing, 1998: pp. 55–68.

- [98] T. Fumoto, M. Yamada, Influence of quality of recycled fine aggregate on properties of mortar, *Mem. Fac. Eng. Osaka City Univ.* 40 (1999) 81–84.
- [99] A. Katz, Recycling of partially hydrated concrete, in: *Waste Manag. Ser.*, Elsevier, 2000: pp. 383–391.
- [100] C. Lin, Y. H., Tyan, Y., Chang, T., & Chang, An assessment of optimal mixture for concrete made with recycled concrete aggregates, *Cem. Concr. Res.* 34 (2004) 1373–1380.
- [101] P. Levy, S., & Helene, Durability of concrete mixed with fine recycled aggregates, *Exacta.* 5 (2007) 25–34.
- [102] P. Pereira, L. Evangelista, J. de Brito, The effect of superplasticizers on the mechanical performance of concrete made with fine recycled concrete aggregates, *Cem. Concr. Compos.* 34 (2012) 1044–1052. doi:10.1016/J.CEMCONCOMP.2012.06.009.
- [103] O. Yaprak, H., Aruntas, H. Y., Demir, I., & Simsek, Effects of the fine recycled concrete aggregates on the concrete properties, *Int. J. Phys. Sci.* 6 (2011) 2455–2461.
- [104] Z. Wang, The effects of aggregate moisture conditions on rheological behaviors of high-workability mortar prepared with fine recycled-concrete aggregate, *MSc Diss. Civ. Eng.* (2012).
- [105] F. Aslani, G. Ma, D.L. Yim Wan, G. Muselin, Development of high-performance self-compacting concrete using waste recycled concrete aggregates and rubber granules, *J. Clean. Prod.* 182 (2018) 553–566. doi:10.1016/J.JCLEPRO.2018.02.074.
- [106] L. Ferreira, J. De Brito, M. Barra, Influence of the pre-saturation of recycled coarse concrete aggregates on concrete properties, *Mag. Concr. Res.* 63 (2011) 617–627. doi:10.1680/mac.2011.63.8.617.
- [107] J. de Brito, Abrasion resistance of concrete made with recycled aggregates, *Int. J. Sustain. Eng.* 3 (2010) 58–64. doi:10.1080/19397030903254710.

- [108] V.W.Y. Tam, X.F. Gao, C.M. Tam, Microstructural analysis of recycled aggregate concrete produced from two-stage mixing approach, *Cem. Concr. Res.* 35 (2005) 1195–1203. doi:10.1016/j.cemconres.2004.10.025.
- [109] K.-H. Yang, H.-S. Chung, A.F. Ashour, Influence of type and replacement level of recycled aggregates on concrete properties, *ACI Mater. J.* 105 (2008) 289–296.
- [110] T.C. Hansen, M. Marga, Strength of recycled concrete made from coarse and fine recycled concrete aggregate, in: *Proc. 2nd Int. RILEM Symp. Demolition Reuse Concr. Mason.*, 1988.
- [111] P.J. Wainwright, A. Trevorrow, Y. Yu, Y. Wang, Modifying the performance of concrete made with coarse and fine recycled concrete aggregates, in: *RILEM Proc.*, CHAPMAN & HALL, 1993: p. 319.
- [112] S. Frondistou-Yannas, Waste concrete as aggregate for new concrete, in: *J. Proc.*, 1977: pp. 373–376.
- [113] J.J.A. Gerardu, C.F. Hendriks, Recycling of road pavement materials in the Netherlands, *Rijkswaterstaat Commun. Nr 38.* (1985).
- [114] M. Kakizaki, M. Harada, T. Soshiroda, S. Kubota, T. Ikeda, Y. Kasai, Strength and elastic modulus of recycled aggregate concrete, in: *Proc. 2nd Int. RILEM Symp. Demolition Reuse Concr. Masonry*, Tokyo, Japan, 1988: pp. 7–11.
- [115] K. Wesche, R.R. Schulz, Beton aus aufbereitetem Altbeton-Technologie und Eigenschaften, *Betontechnische Berichte.* (1984).
- [116] BCSJ, Study on recycled aggregate and recycled aggregate concrete. Building Contractors Society of Japan. Committee on disposal and reuse of concrete construction waste (in Japanese), *Summ. Concr. Journal*, Japan. 16 (1978) 18–31.
- [117] Z. ZHANG, H. YAN, Carbonization of recycled aggregate concrete [J], *Concrete.* 11 (2009) 13.

- [118] J.S. Ryu, An experimental study on the effect of recycled aggregate on concrete properties, *Mag. Concr. Res.* 54 (2002) 7–12.
- [119] H. Tamura, A. Nishio, J. Ohashi, K. Imamoto, High quality recycled aggregate concrete (HiRAC) processed by decompression and rapid release, (2001).
- [120] J. Xiao, D. Lu, J. Ying, Durability of recycled aggregate concrete: An overview, *J. Adv. Concr. Technol.* 11 (2013) 347–359. doi:10.3151/jact.11.347.
- [121] P. Revathi, R.S. Selvi, S.S. Velin, Investigations on Fresh and Hardened Properties of Recycled Aggregate Self Compacting Concrete, *J. Inst. Eng. Ser. A.* 94 (2013) 179–185. doi:10.1007/s40030-014-0051-5.
- [122] S.C.C. Kou, C.S.S. Poon, Properties of self-compacting concrete prepared with coarse and fine recycled concrete aggregates, *Cem. Concr. Compos.* 31 (2009) 622–627. doi:10.1016/J.CEMCONCOMP.2009.06.005.
- [123] L.A. Pereira-De-Oliveira, M.C.S. Nepomuceno, J.P. Castro-Gomes, M.F.C. Vila, Permeability properties of self-Compacting concrete with coarse recycled aggregates, *Constr. Build. Mater.* 51 (2014) 113–120. doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.10.061.
- [124] C. 25, EN-16432-2 Aplicaciones ferroviarias Sistemas de vía sin balasto Parte 2 : Diseño del sistema , subsistemas y componentes, (2018).
- [125] O. Smirnova, Concrete mixtures with high-workability for ballastless slab tracks, *J. King Saud Univ. - Eng. Sci.* 29 (2017) 381–387. doi:10.1016/J.JKSUES.2017.06.004.
- [126] Capacity for Rail, Design requirements and improved guidelines for design (track loading, resilience & RAMS), (2014).
- [127] S. FISCHER, Case Studies in Railway Construction, MSC COURSE. (2017).
- [128] D.N. Bilow, H.R. Lotfi, Concrete Slab Track for Freight and High Speed Service Design and Construction, (2003).

- [129] Onerail, RHEda 2000 ® BALLASTLESS TRACK SYSTEM On ballastless track toward railways of, (2017).
- [130] S.D. Tayabji, D. Bilow, Concrete slab track state of the practice, Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board. 1742 (2001) 87–96. doi:10.3141/1742-11.
- [131] K. Ando, Development of Slab T racks for Hokuriku Shinkansen Line Tracks, 42 (2001) 35–41.
- [132] C. Esveld, Recent developments in slab track application, Rail Tech Eur. (1999).
- [133] R.A. Dueñas Naranjo, Elementos de ayuda para la toma de decisiones sobre la utilización de vías sin basalto, (2007).
- [134] E.C. Ruiz, LA UTILIZACIÓN DE LA VÍA EN PLACA EN LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD : APLICACIÓN PRÁCTICA, (2013).
- [135] G. Michas, Slab track systems for high-speed railways., (2012).
- [136] J. Antonio, P. Huerga, VÍA EN PLACA: APLICACIÓN A ENTORNOS METROPOLITANOS JOSE ANTONIO PAÑERO HUERGA Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, (n.d.) 1–37.
- [137] E. Darr, W. Fiebig, Feste Fahrbahn: Konstruktion und Bauarten für Eisenbahn und Straßenbahn, Eurailpr., 2006.
- [138] P.-E. Gautier, Slab track: Review of existing systems and optimization potentials including very high speed, Constr. Build. Mater. 92 (2015) 9–15. doi:10.1016/j.conbuildmat.2015.03.102.
- [139] L. Dieleman, M. Fumey, A. Robinet, P. Ramondec, D. Martin, Experimentation of a track section without ballast on the new line of EAST EUROPEAN TGV, in: 8th World Congr. Railw. Res., 2008: pp. 1–16.
- [140] Q. Franz, Innovative Track Systems Technical Construction, Proj. Funded by Eur. Community, Dir. Gen. Energy Transp. Under ‘Competitive Sustain. Growth’Programme. ProMain. TÜV Intertraffic, Col. (2001).

- [141] S. Freudenstein, RHEDA 2000®: Ballastless track systems for high-speed rail applications, *Int. J. Pavement Eng.* 11 (2010) 293–300. doi:10.1080/10298431003749774.
- [142] V.M. Malhotra, Role of supplementary cementing materials in reducing greenhouse gas emissions, in: *Infrastruct. Regen. Rehabil. Improv. Qual. Life through Better Constr. Int. Conf.*, 1999: pp. 27–42.
- [143] L.K. Turner, F.G. Collins, Carbon dioxide equivalent (CO₂-e) emissions: A comparison between geopolymer and OPC cement concrete, *Constr. Build. Mater.* 43 (2013) 125–130. doi:10.1016/J.CONBUILDMAT.2013.01.023.
- [144] U.N.E. 80103:2013, Test methods of cements. Physical analysis. Actual density determination, (2013).
- [145] E.N. 196-6:2010, Methods of testing cement - Part 6: Determination of fineness, (2010).
- [146] M. Fomento, ORDEN FOM/1269/2006, de 17 de abril, por la que se aprueban los Capítulos: 6.–Balasto y 7.–Subbalasto del pliego de prescripciones técnicas generales de materiales ferroviarios (PF)., (2006).
- [147] A.D.E.I. Ferroviarias, Traviesas Monobloque de Hormigón, (1997).
- [148] E.N. 933-1:2012, Tests for geometrical properties of aggregates - Part 1: Determination of particle size distribution - Sieving method, (2012).
- [149] U.-E. 933-2:1996, Ensayo para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 2: Determinación de la granulometría de las partículas. Tamices de ensayo, tamaño nominal de las aberturas., (1996).
- [150] E.N. 933-3:2012, Tests for geometrical properties of aggregates - Part 3: Determination of particle shape - Flakiness index, (2017).
- [151] AENOR, UNE EN 933-4 Ensayos para determinar las propiedades geométricas de los áridos. Parte 4: Determinación de la forma de las partículas. Coeficiente de forma., (2008).

- [152] EN 1097-6:2014, EN 1097-6 - Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 6: Determination of particle density and water absorption, 2014.
- [153] British Standards Institution, Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 3: Determination of loose bulk density and voids, 1998.
- [154] U.-E. 1097-2:2010, Ensayos para determinar las propiedades mecánicas y físicas de los áridos. Parte 2: Métodos para la determinación de la resistencia a la fragmentación., (2010).
- [155] AENOR, UNE 83112:1989 Aridos para hormigones. Determinación del índice de machacabilidad, (1989).
- [156] EN 196-1 Chapter13, 13 . Cement - Determination of Strength, Build. Mater. 10 - Test. Methods. (2016).
- [157] AENOR, UNE-EN 196-1:2005. Métodos de ensayo de cementos. Parte 1: Determinación de resistencias mecánicas., (2005).
- [158] AENOR, UNE-EN 1015-11:2000 Métodos de ensayo de los morteros para albañilería. Parte 11: Determinación de la resistencia a flexión y a compresión del mortero endurecido., (2000).
- [159] L. Locati, La fatica dei materiali metallici, Ulrico Hoepli, 1950.
- [160] L. Locati, Programmed fatigue test, variable amplitude rotat, Metall. Ital. 44 (1952) 135–144.
- [161] J.A.A. Casado, F. Gutiérrez-Solana, I. Carrascal, S. Diego, J.A.A. Polanco, D. Hernández, Fatigue behavior enhancement of short fiber glass reinforced polyamide by adding phase change materials, Compos. Part B Eng. 93 (2016) 115–122. doi:10.1016/j.compositesb.2016.02.059.
- [162] M.A. Vicente, J. Mínguez, D.C. González, Computed tomography scanning of the internal microstructure, crack mechanisms, and structural behavior of fiber-reinforced concrete under static and cyclic bending tests, Int. J. Fatigue. 121 (2019) 9–19. doi:10.1016/J.IJFATIGUE.2018.11.023.

- [163] Ł. Skarżyński, J. Tejchman, Experimental Investigations of Fracture Process in Concrete by Means of X-ray Micro-computed Tomography, *Strain*. 52 (2016) 26–45. doi:10.1111/str.12168.
- [164] Ł. Skarżyński, I. Marzec, J. Tejchman, Fracture evolution in concrete compressive fatigue experiments based on X-ray micro-CT images, *Int. J. Fatigue*. 122 (2019) 256–272. doi:10.1016/J.IJFATIGUE.2019.02.002.
- [165] S. Hong, P. Liu, J. Zhang, F. Xing, B. Dong, Visual & quantitative identification of cracking in mortar subjected to loads using X-ray computed tomography method, *Cem. Concr. Compos.* 100 (2019) 15–24. doi:10.1016/J.CEMCONCOMP.2019.03.010.
- [166] E.N. 14066, Natural stone test methods - Determination of resistance to ageing by thermal shock, (2014).
- [167] ASTM, ASTM C 939-97, (n.d.).
- [168] E.N. 12350-8:2010, Testing fresh concrete - Part 8: Self-compacting concrete - Slump-flow test, (2011).
- [169] E.N. 12350-2:2009, Testing fresh concrete - Part 2: Slump-test, (2009).
- [170] E.N. 12350-9:2010, Testing fresh concrete - Part 9: Self-compacting concrete - V-funnel test, (2011).
- [171] E.N. 12350-10:2010, Testing fresh concrete - Part 10: Self-compacting concrete - L box test, (2015).
- [172] E.N. 12350-11:2010, Testing fresh concrete - Part 11: Self-compacting concrete - Sieve segregation test, (2010).
- [173] AENOR, UNE-EN 12350-6:2009 Ensayos de hormigón fresco. Parte 6: Determinación de la densidad., (2009).
- [174] E.N. 12390-7:2009, EN-12390-7, Testing hardened concrete - Part 7: Density of hardened concrete, (2009).

- [175] U.N.E. 83980:2014, Concrete durability. Test methods. Determination of the water absorption, density and accessible porosity for water in concrete., (2014).
- [176] U.-E. 12390-3:2009, Testing hardened concrete - Part 3: Compressive strength of test specimens, (2009).
- [177] E.N. 12390-13:2013, Testing hardened concrete - Part 13: Determination of secant modulus of elasticity in compression, (2014).
- [178] U.N.E. 83966:2008, Concrete durability. Test methods. Conditioning of concrete test pieces for the purpose of gas permeability and capilar suction tests., (2008).
- [179] U.N.E. 83981:2008, Concrete durability. Test methods. Determination to gas permeability of hardened concrete., (2008).
- [180] U.N.E. 83981:2008 ERRATUM:2011, Concrete durability. Test methods. Determination to gas permeability of hardened concrete., (2011).
- [181] E.N. 12390-8:2009, Testing hardened concrete - Part 8: Depth of penetration of water under pressure, (2009).
- [182] U.-E. 12390-8:2009/1M:2011, Testing hardened concrete - Part 8: Depth of penetration of water under pressure, (2011).
- [183] C. 12390-9:2006, Testing hardened concrete - Part 9: Freeze-thaw resistance - Scaling, (2008).
- [184] AEN/CTN 83, UNE-EN 12504-4. Ensayos de hormigón en estructuras. Parte 4: Determinación de la velocidad de los impulsos ultrasónicos, AENOR. (2006).
- [185] E.N. 1338:2003, Concrete paving blocks - Requirements and test methods, (2004).
- [186] U.N.E. 83318:1994, CONCRETE TESTS. DETERMINATION OF THE LENGTH CHANGES, (1994).

- [187] Q. Li, B. Huang, S. Xu, B. Zhou, R.C. Yu, Compressive fatigue damage and failure mechanism of fiber reinforced cementitious material with high ductility, *Cem. Concr. Res.* 90 (2016) 174–183. doi:10.1016/J.CEMCONRES.2016.09.019.
- [188] C. Thomas, J. Setién, J.A.A. Polanco, I. Lombillo, A. Cimentada, Fatigue limit of recycled aggregate concrete, *Constr. Build. Mater.* 52 (2014) 146–154. doi:10.1016/J.CONBUILDMAT.2013.11.032.
- [189] C. Thomas, I. Sosa, J. Setién, J.A. Polanco, A.I. Cimentada, Evaluation of the fatigue behavior of recycled aggregate concrete, *J. Clean. Prod.* 65 (2014) 397–405. doi:10.1016/J.JCLEPRO.2013.09.036.
- [190] S.C.S.S.C. Kou, C.S.S. Poon, Enhancing the durability properties of concrete prepared with coarse recycled aggregate, *Constr. Build. Mater.* 35 (2012) 69–76. doi:10.1016/J.CONBUILDMAT.2012.02.032.
- [191] Standards Australia, Reinforced Concrete Design, (2009).
- [192] A. Alliche, Damage model for fatigue loading of concrete, *Int. J. Fatigue.* 26 (2004) 915–921. doi:10.1016/J.IJFATIGUE.2004.02.006.
- [193] J. Xiao, H. Li, Z. Yang, Fatigue behavior of recycled aggregate concrete under compression and bending cyclic loadings, *Constr. Build. Mater.* 38 (2013) 681–688. doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.09.024.
- [194] C. Carloni, K. V. Subramaniam, Investigation of sub-critical fatigue crack growth in FRP/concrete cohesive interface using digital image analysis, *Compos. Part B Eng.* 51 (2013) 35–43. doi:10.1016/J.COMPOSITESB.2013.02.015.
- [195] A. Medeiros, X. Zhang, G. Ruiz, R.C. Yu, M. de S.L. Velasco, Effect of the loading frequency on the compressive fatigue behavior of plain and fiber reinforced concrete, *Int. J. Fatigue.* 70 (2015) 342–350. doi:10.1016/J.IJFATIGUE.2014.08.005.

- [196] J.W. Murdock, A critical review of research on fatigue of plain concrete, University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering ..., 1965.
- [197] J.M. Hanson, C.A. Ballinger, D. Linger, C. Rep, Considerations for design of concrete structures subjected to fatigue loading, ACI J. 71 (1974) 97–121. <https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-0016035704&partnerID=40&md5=d8b60ba82d37cbec96f8e1c412bca393>.
- [198] AENOR, UNE-EN 14587-1. Aplicaciones ferroviarias. Vía. Soldeo de carriles a tope por chispa. Parte 1: Carriles nuevos de grado R220, R260, R260Mn y R350HT en una instalación fija, (2008).
- [199] Z.P. Bažant, G. Cusatis, L. Cedolin, Temperature Effect on Concrete Creep Modeled by Microprestress-Solidification Theory, J. Eng. Mech. 130 (2004) 691–699. doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(2004)130:6(691).
- [200] R.D. Pollak, Analysis of methods for determining high cycle fatigue strength of a material with investigation of Ti-6Al-4V gigacycle fatigue behavior, AIR FORCE INST OF TECH WRIGHT-PATTERSON AFB OH SCHOOL OF ENGINEERING AND ..., 2005.
- [201] A. Domingo-Cabo, C. Lázaro, F. López-Gayarre, M.A. Serrano-López, P. Serna, J.O. Castaño-Tabares, Creep and shrinkage of recycled aggregate concrete, Constr. Build. Mater. 23 (2009) 2545–2553.
- [202] G. Fathifazl, A. Ghani Razaqpur, O. Burkan Isgor, A. Abbas, B. Fournier, S. Foo, Creep and drying shrinkage characteristics of concrete produced with coarse recycled concrete aggregate, Cem. Concr. Compos. 33 (2011) 1026–1037. doi:10.1016/J.CEMCONCOMP.2011.08.004.
- [203] Mathworks, <https://es.mathworks.com/help/curvefit/fourier.html>, (n.d.).
- [204] S.B. Weinstein, P.M. Ebert, Data Transmission by Frequency-Division Multiplexing Using the Discrete Fourier Transform, IEEE Trans. Commun. Technol. 19 (1971) 628–634. doi:10.1109/TCOM.1971.1090705.

- [205] L. Barri, Serie de Fourier, (2011) 1–5. doi:10.1007/978-88-470-0874-8_3.
- [206] Vossloh, System 300 New Generation, (n.d.).
https://www.vossloh.com/01_product_finder/VFS/System-300-NG/Vos_Produktbroschuere_Sys-300NG_EN.pdf.
- [207] A. Fenander, Frequency dependent stiffness and damping of railpads, Proc. Inst. Mech. Eng. Part F J. Rail Rapid Transit. 211 (1997) 51–62. doi:10.1243/0954409971530897.
- [208] K. Wei, P. Wang, F. Yang, J. Xiao, Influence of frequency-dependent dynamic parameters of rail pads on environmental vibration induced by subways in a tunnel, 2015. doi:10.1037/a0034953.
- [209] S. Kaewunruen, A.M. Remennikov, Response and Prediction of Dynamic Characteristics of Worn Rail Pads Under Static Preloads, Univ. Wollongong. (2007) 9–12.
- [210] S. Kaewunruen, A.M. Remennikov, Laboratory Measurements of Dynamic Properties of Rail Pads under Incremental Preload, 19th Australas. Conf. Mech. Struct. Mater. (2007) 319–324.
- [211] S.Y. Zhu, C.B. Cai, Z. Luo, Z.Q. Liao, A frequency and amplitude dependent model of rail pads for the dynamic analysis of train-track interaction, Sci. China Technol. Sci. (2014). doi:10.1007/s11431-014-5686-y.
- [212] K. Wei, P. Zhang, P. Wang, J. Xiao, Z. Luo, The influence of amplitude- and frequency-dependent stiffness of rail pads on the random vibration of a vehicle-track coupled system, Shock Vib. (2016). doi:10.1155/2016/7674124.
- [213] AENOR, UNE-EN 13146-9:2011+A1:2012 Aplicaciones ferroviarias. Vía. Métodos de ensayo de los sistemas de fijación. Parte 9: Determinación de la rigidez., (2012).

- [214] I.A. Carrascal, A. Pérez, J.A. Casado, S. Diego, J.A. Polanco, D. Ferreño, J.J. Martín, Experimental study of metal cushion pads for high speed railways, *Constr. Build. Mater.* 182 (2018) 273–283. doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.06.134.
- [215] S. Sezer, D.G.B. Sinclair, An evaluation of Ansys contact elements, *Mech. Eng.* (2002).
- [216] AENOR, ISO 9513, (2013) 46. doi:10.1039/c0cp01060j.
- [217] M. Fomento, Norma 6.1-IC. Secciones de firme, (2003).
- [218] L. Breiman, Random forests, *Mach. Learn.* 45 (2001) 5–32. doi:10.1023/A:1010933404324.
- [219] G.-B. Huang, Q.-Y. Zhu, C.-K. Siew, Extreme learning machine: Theory and applications, *Neurocomputing.* 70 (2006) 489–501. doi:10.1016/J.NEUCOM.2005.12.126.